



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

Comunidad Educativa al Servicio del Pueblo

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO
CARROZABLE, SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL
BARRIO SAN VICENTE DE CANEY, PARROQUIA CHICAÑA,
CANTÓN YANTZAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE

TRABAJO DE TITULACIÓN PREVIO A LA OBTENCIÓN DEL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL

AUTOR: EDWIN OSWALDO MENA RUEDA

DIRECTOR: ING. JUAN SEBASTIÁN MALDONADO NOBOA, M.I.

CUENCA - ECUADOR

2021

*Yo me gradué en
los 50 años de La Cato!
... y sostuve la Universidad*

DECLARACIÓN

Yo, Edwin Oswaldo Mena Rueda, declaro bajo juramento que el trabajo aquí descrito es de mi autoría; que no ha sido previamente presentado para ningún grado o calificación profesional; y, que he consultado las referencias bibliográficas que se incluyen en este documento.



Edwin Oswaldo Mena Rueda

C.I.: 1900725365

CERTIFICACIÓN

Certifico que el presente trabajo fue desarrollado por Edwin Oswaldo Mena Rueda, bajo mi supervisión.

A handwritten signature in blue ink, appearing to read 'Juan Sebastián Maldonado Noboa', is written over a horizontal line.

Ing. Juan Sebastián Maldonado Noboa, M.I.
DIRECTOR DE PROYECTO

DEDICATORIA

A mis padres, José y Melva por su apoyo en todo aspecto durante mi formación personal y profesional, han sido mi más importante ejemplo y enseñanza.

A mis hermanos: Susana, Paúl y David con quienes he compartido los mejores momentos de mi vida; y a toda mi familia la cual siempre ha sido un apoyo incondicional.

AGRADECIMIENTOS

A Dios por la oportunidad de lograr las metas propuestas, la salud y la dicha de poseer una gran familia.

A mis padres y mis hermanos, por la alegría de estar siempre presentes en cada momento de mi vida.

A todos mis maestros quienes han impartido sus conocimientos en mi formación profesional, a mi amigo y director de Tesis, Ing. Juan Sebastián Maldonado por su ayuda impartida en las aulas como docente y en la realización de este proyecto.

RESUMEN

El presente proyecto de Titulación detalla el diseño y cálculo estructural de un puente mixto sobre el Río Chicaña, ubicado en el Barrio San Vicente de Caney, perteneciente a la parroquia rural de Chicaña del Cantón Yantzaza, provincia de Zamora Chinchipe.

En este documento expone la realización detallada de los estudios de: Topografía, estudio Hidrológico, estudio Hidráulico, estudio Geotécnico, como estudios previos y necesarios para el cálculo estructural. El cálculo está compuesto de dos secciones: cálculo de la Superestructura y cálculo de la Subestructura del puente. La Superestructura del puente está compuesta por un Tablero de hormigón armado apoyado sobre dos vigas de acero tipo I; la sección del puente consta de un solo carril con dos veredas cada lado y barandas de protección en cada extremo, el puente posee un solo tramo. La Subestructura que está compuesta por los estribos sobre la cual descansa la Superestructura.

Como anexos se detalla los planos de construcción.

Las Normas técnicas usadas en este proyecto fueron: Norma Ecuatoriana Vial – NEVI-12, 2013; Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC, 2015; American Association of State Highway and Transportation Officials – AASTHO LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition, September 2017; Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, American Concrete Institute – ACI-318S-14, 2014.

PALABRAS CLAVE: PUENTE MIXTO, VIGAS DE ACERO, TABLERO DE HORMIGON ARMADO, CAPACIDAD ADMISIBLE DEL SUELO, AASTHO-LRFD.

ABSTRACT

This thesis details the design and structural calculation of a mixed bridge over the Chicaña River, located in the San Vicente de Caney neighborhood, belonging to the rural parish of Chicaña from the Canton of Yantzaza, province of Zamora Chinchipe.

In this document, the detailed conduction of the studies: Topographical, Hydrological study, Hydraulic study, and Geotechnical study were presented, as previous and necessary studies for structural calculation. The calculation is composed of two sections: calculation of the Superstructure and calculation of the Substructure of the bridge. The bridge superstructure is composed of a reinforced concrete deck supported on two types I steel beams; the bridge section consists of a single lane with two sidewalks on each side and guardrails at each end, the bridge has a single span. The Substructure consists of the abutments on which the Superstructure rests.

The construction drawings are attached as annexes.

The technical standards used in this project were the Ecuadorian Road Standard - NEVI-12, 2013; Ecuadorian Construction Standard - NEC, 2015; American Association of State Highway and Transportation Officials - AASTHO LRFD Bridge Design Specifications, 8th Edition, September 2017; Structural Concrete Regulation Requirements, American Concrete Institute - ACI-318S-14, 2014.

KEYWORDS: COMPOSITE BRIDGE, STEEL GIRDERS, REINFORCED CONCRETE DECK, ALLOWABLE SOIL CAPACITY, AASTHO-LRFD.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

DECLARACIÓN	II
CERTIFICACIÓN	II
DEDICATORIA.....	III
AGRADECIMIENTOS	IV
RESUMEN	1
ABSTRACT	2
ÍNDICE DE CONTENIDOS.....	3
ÍNDICE DE TABLAS.....	6
ÍNDICE DE FIGURAS	9
CAPITULO I.....	14
1. GENERALIDADES.....	14
1.1 INTRODUCCIÓN	14
1.2 FORMULACIÓN DEL PROBLEMA	15
1.3 JUSTIFICACIÓN	15
1.4 OBJETIVO GENERAL.....	15
1.5 OBJETIVOS ESPECÍFICOS	15
CAPÍTULO II.....	17
2. MARCO TEÓRICO	17
2.1 DEFINICIÓN	17
2.2 CLASIFICACIÓN.....	17
2.2.1 <i>Por el material</i>	17
2.2.2 <i>Por el nivel de circulación</i>	17
2.2.3 <i>Por la longitud</i>	17
2.2.4 <i>Por las condiciones de servicio</i>	18
2.2.5 <i>Por el tipo de carga</i>	18
2.2.6 <i>Por el esquema estático de los elementos portantes</i>	19
2.2.7 <i>Por el ángulo que forma el eje del puente con la horizontal de los apoyos</i>	19
2.2.8 <i>Por su duración</i>	19
2.3 COMPONENTES DE UN PUENTE	19
2.3.1 <i>Subestructura</i>	19
2.3.2 <i>Superestructura</i>	20
2.4 GEOMETRÍA	21
2.4.1 <i>Ancho de Calzada</i>	21
2.4.2 <i>Ancho de Vía</i>	21
2.4.3 <i>Gálibo Vertical</i>	21
2.4.4 <i>Gálibo sobre el agua</i>	21
2.4.5 <i>Acera</i>	21
2.4.6 <i>Berma</i>	22
2.4.7 <i>Barandas</i>	22
2.4.8 <i>Juntas de Dilatación</i>	22
2.5 NORMATIVA	24
2.6 CONDICIONES ELEMENTALES DE DISEÑO	24
2.6.1 <i>Estados Límites</i>	24
2.6.2 <i>Ductilidad</i>	25

2.6.3	<i>Redundancia</i>	25
2.6.4	<i>Importancia Operativa</i>	25
CAPÍTULO III		26
3.	ESTUDIOS PRELIMINARES	26
3.1	DATOS GENERALES	26
3.1.1	<i>Ubicación</i>	26
3.1.2	<i>Población</i>	27
3.1.3	<i>Ubicación y elección del tipo del puente</i>	28
3.1.4	<i>Mapas y Cartografía del sector</i>	29
3.2	ESTUDIO TOPOGRÁFICO	35
3.2.1	<i>Introducción</i>	35
3.2.2	<i>Descripción del terreno</i>	35
3.2.3	<i>Procedimiento</i>	35
3.2.4	<i>Resultados</i>	37
3.3	ESTUDIO HIDROLÓGICO	37
3.3.1	<i>Cuenca Hidrográfica</i>	38
3.3.2	<i>Delimitación de la Cuenca Hidrográfica</i>	38
3.3.3	<i>Parámetros Físico-Morfológicos de la Cuenca</i>	41
3.3.4	<i>Determinación de Escorrentía</i>	45
3.3.5	<i>Factores Hidrológicos de la Cuenca</i>	53
3.3.6	<i>Análisis Hidrometeorológico</i>	55
3.3.7	<i>Cálculo del Caudal Máximo</i>	65
3.4	ESTUDIO HIDRAÚLICO.....	69
3.4.1	<i>Introducción</i>	69
3.4.2	<i>Régimen del Flujo</i>	71
3.4.3	<i>Coefficiente de Rugosidad de Manning</i>	72
3.4.4	<i>Modelación Hidráulica</i>	74
3.4.5	<i>Socavación</i>	77
3.5	ESTUDIO GEOTÉCNICO.....	87
3.5.1	<i>Introducción</i>	87
3.5.2	<i>Obtención de muestras de suelo in situ</i>	88
3.5.3	<i>Ensayos de Laboratorio</i>	89
3.5.4	<i>Resultados de los Ensayos de Laboratorio</i>	93
3.5.5	<i>Clasificación del Suelo</i>	99
3.5.6	<i>Ensayo de Corte Directo</i>	99
3.5.1	<i>Capacidad de Carga Última</i>	106
3.5.2	<i>Capacidad de Carga Admisible</i>	106
CAPÍTULO IV		108
4.	CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA	108
4.1	SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE.....	108
4.1.1	<i>Pre dimensionamiento de los elementos transversales</i>	108
4.1.2	<i>Diseño del tablero de hormigón armado</i>	110
4.1.3	<i>Diseño de la Protección Lateral</i>	154
4.1.4	<i>Diseño de las Vigas Metálicas</i>	157
4.1.5	<i>Diseño de Elementos Secundarios de la Superestructura</i>	185
4.2	SUBESTRUCTURA DEL PUENTE.....	235
4.2.1	<i>Estribos</i>	235
4.2.2	<i>Diseño de los Estribos</i>	235
4.2.3	<i>Estudio de las cargas aplicadas sobre el estribo</i>	238
4.2.4	<i>Coefficiente activo del suelo</i>	239
4.2.5	<i>Sobrecarga Viva</i>	240
4.2.6	<i>Combinaciones de carga y los estados límites</i>	244
4.2.7	<i>Determinación de esfuerzo y estabilidad</i>	246

4.2.8	<i>Puente en servicio</i>	248
4.2.9	<i>Análisis de la Fuerza Sísmica</i>	252
4.2.10	<i>Diseño de cabezal y de pantalla</i>	257
4.2.11	<i>Diseño de Zapata</i>	265
4.2.12	<i>Diseño del Muro Tipo Ala</i>	273
4.3.14	<i>Diseño de Zapata del muro ala</i>	290
CAPÍTULO V		298
5.	CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	298
5.1	CONCLUSIONES.....	298
5.2	RECOMENDACIONES	300
BIBLIOGRAFÍA		301
ANEXOS		303

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla 1. Datos Generales de Ubicación	27
Tabla 2. Datos Poblacionales de la Zona del Proyecto	27
Tabla 3. Luces de Puentes de acero ya construidos.....	28
Tabla 4. Datos Generales del Proyecto del Puente.....	29
Tabla 5. Puntos de Control. Proyecto de Puente.....	37
Tabla 6. Obtención de la Curva Hipsométrica de la Cuenca.....	44
Tabla 7. Clasificación Propuesta de grupos Hidrológicos del Suelo	47
Tabla 8. Numero de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, Ia = 0,2 S).....	48
Tabla 9. Asignación del grupo hidrológico del suelo a la Litología de la Cuenca	49
Tabla 10. Asignación del CN a la ocupación del Suelo	50
Tabla 11. Obtención del área intersecada entre la Ocupación del suelo y la Litología.	50
Tabla 12. Cálculo del CN de la Cuenca	52
Tabla 13. Datos de las Estaciones Meteorológicas	56
Tabla 14. Precipitación Máxima en 24 Horas Anual	56
Tabla 15. Cálculo de la precipitación para diferentes periodos de Retorno, Estación Yantzaza	58
Tabla 16. Cálculo de la precipitación para diferentes periodos de Retorno, Estación El Pangui	58
Tabla 17. Obtención de la Intensidad Diaria de Precipitación.....	60
Tabla 18. Obtención de la intensidad diaria para un período de retorno mediante la ecuación (19)	63
Tabla 19. Hietograma de Tormenta	64
Tabla 20. Datos Ingresados en el software HEC-HMS	66
Tabla 21. Valores de n dados por Horton para ser usados en las fórmulas de Ganguillet-Kutter y de Manning.....	73
Tabla 22. Datos Ingresados en el software HEC-RAS	74
Tabla 23. Clasificación de Cauces para el cálculo de la Socavación General por el método de Lischtvan-Levediev	79
Tabla 24. Valores de β en función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño	83
Tabla 25. Valores del Coeficiente χ (z) para suelos cohesivos y suelos no cohesivos.	83
Tabla 26. Socavación general generada en la abscisa 0+080 por el método Lischtvan-Levediev.....	86
Tabla 27. Sistema de Clasificación Unificada de Suelos de Casagrande.....	91
Tabla 28. Propiedades del Suelo en Obras de Ingeniería.....	92
Tabla 29. Características del suelo del proyecto.....	99
Tabla 30. Datos del Proyecto del Puente sobre el Rio Chicaña.....	109
Tabla 31. Densidades de algunos materiales de construcción	110
Tabla 32. Fajas Equivalentes	118

Tabla 33. Resumen de las solicitaciones producidas por la carga.....	124
Tabla 34. Momentos flectores actuantes en la sección A-A.....	128
Tabla 35. Solicitaciones últimas de diseño del acero perpendicular al tráfico.....	129
Tabla 36. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas.....	131
<i>Tabla 37. Tipos de acero usados comúnmente en el Ecuador</i>	158
Tabla 38. Propiedades geométricas de la viga.	163
Tabla 39. Propiedades geométricas: sección compuesta (Segundo estado de carga)	166
Tabla 40. Propiedades geométricas: sección compuesta (Tercer estado de carga).....	169
Tabla 41. Momentos Máximos producidos por las cargas sobre una viga del puente.	174
Tabla 42. Cortantes Máximas producidas por las cargas sobre una viga del puente.	179
Tabla 43. Máximas relaciones ancho-espesor.	182
Tabla 44. Máximas relaciones ancho-espesor.	182
Tabla 45. Propiedades del perfil L	191
Tabla 46. Fracción de tráfico de camiones en único carril.....	198
Tabla 47. Fracción de camiones en el tráfico.	198
Tabla 48. Ciclos por pasada de camión (n).	199
Tabla 49. Tipos de conectores de corte.	200
Tabla 50. Tamaño Mínimo Precalificado de la Soldadura.	210
Tabla 51. Tamaño máximo de soldadura de Filete.	210
Tabla 52. Compatibilidad de Electroodos	211
Tabla 53. Esfuerzos en el Metal de aporte para Soldadura de Filete.....	212
Tabla 54. Esfuerzo en el Metal base para soldadura tipo filete.....	212
Tabla 55. Pernos y tuercas estándar.	220
Tabla 56. Tensiones admisibles en conectores.....	222
Tabla 57. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico	240
Tabla 58. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas.....	242
Tabla 59. Cargas Horizontales aplicadas en el Estribo	243
Tabla 60. Fuerzas verticales F_v	245
Tabla 61. Momentos verticales M_v	245
Tabla 62. Fuerzas horizontales F_H	245
Tabla 63. Momentos horizontales M_H	246
Tabla 64. Volteo alrededor del punto A.....	246
Tabla 65. Deslizamiento punto A.....	247
Tabla 66. Deslizamiento punto A con FDS	247
Tabla 67. Carga mínimas y máximas producida en la base de la cimentación.....	248
<i>Tabla 68. Fuerzas F_v, puente en servicio.</i>	249
<i>Tabla 69. Momentos M_v, puente en servicio.</i>	249
<i>Tabla 70. Fuerzas F_H, puente en servicio</i>	250

<i>Tabla 71. Momentos MHu, puente en servicio.</i>	250
<i>Tabla 72. Volteo del punto A, puente en servicio.</i>	251
<i>Tabla 73. Deslizamiento punto A, puente en servicio.</i>	251
<i>Tabla 74. Deslizamiento punto A con FDS, puente en servicio</i>	251
<i>Tabla 75. Puente en servicio, carga mínima y máxima producida en la base de la cimentación.</i>	252
<i>Tabla 76. Carga y momento del estribo</i>	253
<i>Tabla 77. Determinación de momentos actuantes en la sección superior del estribo.</i>	257
<i>Tabla 78. Carga y momento del estribo</i>	265
<i>Tabla 79. Cargas verticales actuantes al talón</i>	268
<i>Tabla 80. Cargas que actúan en el muro ala.</i>	274
<i>Tabla 81. Muro Ala fuerzas verticales</i>	275
<i>Tabla 82. Muro Ala momentos verticales</i>	275
<i>Tabla 83. Muro Ala fuerzas horizontales</i>	275
<i>Tabla 84. Muro ala momentos horizontales</i>	276
<i>Tabla 85. Volteo de muro ala.</i>	276
<i>Tabla 86. Comprobación si el muro se desliza</i>	276
<i>Tabla 87. Análisis de esfuerzos estructura vs suelo.</i>	277
<i>Tabla 88. Cargas y momentos muro ala. Cargas Verticales</i>	277
<i>Tabla 89. Cargas y momentos muro ala. Cargas Verticales (Pantalla)</i>	281
<i>Tabla 90. Cargas y momentos muro ala. Cargas Verticales (Talón).</i>	290
<i>Tabla 91. Cargas verticales aplicadas al talón</i>	293

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 1. Puente Carrozable Mixto (Hormigón-Acero) sobre el río Paute; La Josefina, Azuay.	17
Figura 2. Puente Peatonal sobre el río Chicaña; San Vicente, Chicaña, Yantzaza.....	18
Figura 3. Geometría Típica de la Sección Transversal	21
Figura 4. Sección Típica de una acera sobreelevada	22
Figura 5. Componentes de un Puente Viga.....	23
Figura 6. Ubicación del Puente.....	26
Figura 7. Mapa de la Provincia de Zamora Chinchipe	30
Figura 8. Mapa del Cantón Yantzaza	31
Figura 9. Mapa de la Parroquia Chicaña	32
Figura 10. Mapa del Barrio San Vicente de Caney.....	33
Figura 11. Ubicación del Proyecto. Levantamiento Planimétrico	34
Figura 12. Levantamiento Topográfico. Trabajo de Campo.....	36
Figura 13. Vista General de la zona del Proyecto.	37
Figura 14. Microcuencas de la Subcuenca del río Zamora en el cantón Yantzaza	39
Figura 15. Delimitación de la cuenca de estudio. Microcuenca del Río Chicaña	40
Figura 16. Longitud del Río Principal	42
Figura 17. Cauce Principal de la Cuenca de Estudio.	42
Figura 18. Pendiente Media de la Cuenca	43
Figura 19. Mapa de pendientes de la Cuenca	43
Figura 20. Curva Hipsométrica de la Cuenca	44
Figura 21. Ocupación del Suelo en la Cuenca de Estudio. Microcuenca del Río Chicaña	45
Figura 22. Litología en la Cuenca de Estudio. Microcuenca del Río Chicaña.....	49
Figura 23. Representación Gráfica Real de un Hidrograma de Precipitación a partir de un Hietograma	55
Figura 24. Demarcación de la Cuenca del Santiago.....	62
Figura 25. Generación de Curvas IDF para Diferente Períodos de Retorno	63
Figura 26. Hietograma de Tormenta	65
Figura 27. Resumen de los Resultados Obtenidos.....	66
Figura 28. Hietograma versus Caudal Máximo	67
Figura 29. Resultado Globales Obtenidos.....	68
Figura 30. Levantamiento Topográfico y Secciones Transversales del Río Chicaña.	70
Figura 31. Río Chicaña, Régimen Subcrítico, Laminar.	72
Figura 32. Condiciones del cauce y margen del Río Chicaña.....	72
Figura 33. Caudal y Pendiente ingresados en el software HEC-RAS.....	74
Figura 34. Perfiles transversales ingresados en el software HEC-RAS.....	75
Figura 35. Resultado gráfico del Modelamiento Hidráulico en la abscisa 0+080.	75
Figura 36. Resultado gráfico 3D de inundación de diseño en la abscisa 0+080	76

Figura 37. Resultados Globales obtenidos del Modelamiento Hidráulico	76
Figura 38. Resultados de la Modelación Hidráulica en la abscisa 0+080	77
Figura 39. Nomenclatura Convencional para cálculo de socavación en puentes. 1) Vista en planta. 2) Vista longitudinal. 3) Vista Frontal.....	80
Figura 40. Sección Transversal en la Abscisa 0+080 del Perfil Longitudinal del Río Chicaña	84
Figura 41. Perfil Socavado	87
Figura 42. Retro Excavadora en el sitio de ubicación del puente.....	88
Figura 43. Excavación en la ubicación del estribo Este.	88
<i>Figura 44. Excavación en la ubicación del estribo Oeste.....</i>	<i>89</i>
Figura 45. Muestra de suelo (Humedad Natural) obtenida en la ubicación del estribo Este... 93	
Figura 46. Muestra de suelo (luego del Secado) obtenida en la ubicación del estribo Oeste.. 93	
Figura 47. Ensayo de Compactación.....	99
Figura 48. Muestra de suelo antes de ser ensayada por corte directo	100
Figura 49. Muestra de suelo después de ser ensayada por corte directo	100
Figura 50. Línea de Tendencia Esfuerzo Cortante - Esfuerzo Normal.....	105
Figura 51. Cohesión del Material	105
Figura 52. Sección Longitudinal de la Superestructura del puente sobre el Río Chicaña.....	109
Figura 53. Sección Transversal del puente sobre el Río Chicaña	109
Figura 54. Sección Longitudinal de la Protección Lateral	112
Figura 55. Detalle de la Sección Longitudinal de la Protección Lateral	112
Figura 56. Esquema Representativo de la Franja Transversal del Tablero	114
Figura 57. Viga cargada por: Losa del Tablero	114
Figura 58. Momentos y Reacciones generadas por: Losa del Tablero	115
Figura 59. Viga cargada por: Vereda.....	115
Figura 60. Momentos y Reacciones generadas por: Vereda.....	115
Figura 61. Viga cargada por: Barandas	116
Figura 62. Momentos y Reacciones generadas por: Barandas	116
Figura 63. Viga cargada por: Capa de Rodadura	117
Figura 64. Momentos y Reacciones generadas por: Capa de Rodadura.....	117
Figura 65. Características del camión de diseño	118
Figura 66. Esquema de ubicación de la carga de rueda en el volado	120
Figura 67. Ubicación de la carga de camión de diseño en la posición que genera el momento máximo.....	121
Figura 68. Momentos y Reacciones generadas por las ruedas del camión de diseño	121
Figura 69. Ubicación de la carga en la posición que genere la máxima reacción en el apoyo	122
Figura 70. Reacción en el apoyo exterior B generada por la carga viva	123
Figura 71. Cargas actuantes y sección crítica A-A	126
Figura 72. Representación de las Solicitaciones últimas de diseño del acero perpendicular al tráfico	129

Figura 73. Representación de las alturas efectivas para el armado de la losa	130
Figura 74. Longitud Efectiva entre vigas	138
Figura 75. Representación del Eje Neutro para la comprobación del Esfuerzo de Servicio. As (+)	143
Figura 76. Representación del Eje Neutro para la comprobación del Esfuerzo de Servicio. As (-)	145
Figura 77. Armado del Tramo BC entre vigas del Tablero.	148
Figura 78. Cargas actuantes en el diseño del Volado del Tablero	148
Figura 79. Esquema de carga viva en la posición normal con máxima excentricidad	149
Figura 80. Esquema de carga viva en la posición accidental con máxima excentricidad	151
Figura 81. Cargas actuantes y sección transversal de la protección lateral.....	154
Figura 82. Esquema del armado de la protección Lateral.....	157
Figura 83. Corte A-A del poste de la Protección Lateral.....	157
Figura 84. Nomenclatura Típica de una viga "I".....	158
Figura 85. Carga muerta actuante sobre las vigas.....	162
Figura 86. Sección resistente (Primer estado de carga)	162
Figura 87. Diagrama de Esfuerzos actuantes en la viga (Primer estado de carga)	164
Figura 88. Sección Compuesta viga-losa (Segundo estado de carga)	166
Figura 89. Diagrama de Esfuerzos actuantes en la viga (Segundo estado de carga)	168
Figura 90. Sección Compuesta viga-losa (Tercer estado de carga)	169
Figura 91. Diagrama de Esfuerzos actuantes en la viga (Tercer estado de carga)	170
Figura 92. Diagrama de Esfuerzos finales (Tres estado de carga)	171
Figura 93. Ubicación del Camión de Diseño HL-93K	173
Figura 94. Cargas Equivalentes del Camión de Diseño HL-93K.....	173
<i>Figura 95. Solicitaciones de momento por camión de diseño</i>	<i>173</i>
Figura 96. Carga resistente para cada elemento de la sección.....	174
Figura 97. Ubicación probable del eje neutro de la sección resistente compuesta	176
Figura 98. Ubicación del eje neutro plástico en la viga.....	177
Figura 99. Distancias de las cargas resistentes al eje neutro plástico en la viga.....	177
Figura 100. Solicitaciones de cortante por camión de diseño	178
Figura 101. Contra flecha del puente	184
Figura 102. Sección definitiva de la viga diseñada.....	185
Figura 103. Vista frontal de la ubicación del rigidizador transversal intermedio.....	188
Figura 104. Vista en perfil de la ubicación del rigidizador transversal intermedio.	188
Figura 105. Vista frontal del rigidizador transversal de apoyo.	190
Figura 106. Nomenclatura del Perfil tipo "L".....	191
Figura 107. Esquema de ubicación de Diafragmas tipo "L".....	195
Figura 108. Diafragmas Inferiores Diagonales tipo "L"	197
Figura 109. Geometría del Conector de Corte tipo Perno	200
Figura 110. Dimensiones de la placa de Neopreno.....	206

Figura 111. Esquema de la Soldadura de Filete.	210
Figura 112. Soldadura de filete entre el patín de la viga y las diagonales inferiores (diafragma horizontal).....	214
Figura 113. Soldadura de filete entre el patín inferior y superior con el alma de la viga. (Vista Longitudinal).....	216
Figura 114. Soldadura de filete entre el patín inferior y superior con el alma de la viga. (Sección Transversal).....	216
Figura 115. Soldadura de filete entre el patín inferior y superior con el alma de la viga. (Sección Transversal-Detalle).....	217
Figura 116. Soldadura de filete entre el rigidizador transversal y el patín inferior y superior.	218
Figura 117. Soldadura de filete entre el alma de la viga y el rigidizador transversal.....	219
Figura 118. Soldadura de filete entre Patín Superior y el Conector de Corte.	220
Figura 119. Características geométricas del perno y tuerca de 1'.	223
Figura 120. Características geométricas del perno y tuerca de 1' con longitud de 7,445 cm.	224
Figura 121. Conexión empernada entre el Diafragma Horizontal y el Rigidizador Transversal de Apoyo.....	225
Figura 122. Características geométricas del perno y tuerca de 1' con longitud de 6,245 cm.	226
Figura 123. Conexión empernada entre el Diafragma Horizontal y el Rigidizador Transversal Intermedio.	226
Figura 124. Conexión empernada entre el Diafragma Vertical (Diagonales) y el Rigidizador Transversal de apoyo.	228
Figura 125. Conexión empernada entre el Diafragma Vertical (Diagonales) y el Rigidizador Transversal Intermedio.	228
Figura 126. Características geométricas del perno y tuerca de 1 3/8" con longitud de 9,152 cm.....	231
Figura 127. Características geométricas del perno y tuerca de 1 3/8" con longitud de 8,315 cm.	231
Figura 128. Conexión empernada entre Diafragmas Verticales (Diagonales).	231
Figura 129. Características geométricas del perno y tuerca de 5/8" con longitud de 57,75 cm.	232
Figura 130. Conexión empernada entre Diafragmas Verticales (Diagonales) y la placa.	233
Figura 131. Agujero OVS de la Norma ASTM F3125.	233
Figura 132. Distancias entre agujeros y a los bordes según la Norma ASTM F3125.....	234
Figura 133. Cargas que actúan en el estribo.	240
Figura 134. Pre dimensionamiento de estribo con sus cargas tanto verticales como horizontales.	244
Figura 135. Cargas actuantes en la de la base de estribo.	247
Figura 136. Distribución de presiones en la base de la cimentación.	248
Figura 137. Cargas que actúan en el estribo en servicio.....	249
Figura 138. Cargas que actúan estribo provocado por sismo.	252
Figura 139. Cargas actuantes en la pantalla.....	257

<i>Figura 140. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo.</i>	265
<i>Figura 141. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo (Diseño del Dedo).</i>	269
<i>Figura 142. Vista superior de ubicación del estribo con los muros ala.</i>	273
<i>Figura 143. Cargas Verticales por el peso propio de la estructura</i>	274
<i>Figura 144. Secciones de la pantalla</i>	280
<i>Figura 145. Detalle de armado la pantalla del muro de ala.</i>	289
<i>Figura 146. Esfuerzos producidos en el suelo en la base del muro ala.</i>	290
<i>Figura 147. Esfuerzos producidos en el suelo en la base del muro ala (Diseño Dedo).</i>	294

CAPITULO I

1. GENERALIDADES

1.1 Introducción

En el presente trabajo de Titulación describirá el Cálculo y Diseño Estructural de un puente carrozable mixto de acero y hormigón a ser emplazado en la parroquia rural Chicaña del cantón Yantzaza, provincia de Zamora Chinchipe.

La necesidad de transporte es de vital importancia para la comunicación y progreso de las poblaciones humanas, en las zonas rurales de nuestro país aún existen muchas carencias en infraestructura vial.

Un puente constituye una gran necesidad de los usuarios para el transporte y el comercio, permite salvar un obstáculo, este está conformado de un material resistente colocado en forma ordenada y lógica a fin de asimilar los efectos producidos por las cargas para las que fué diseñado.

En la zona en la que está emplazado el proyecto para el puente carrozable existe un puente colgante peatonal sobre el río que une un importante barrio de la parroquia y una pequeña comunidad, este puente ya ha cumplido su tiempo de vida útil. La zona es altamente productiva, en ella se desarrolla la agricultura y ganadería, el puente permitirá el acceso vehicular a la comunidad y el transporte de los productos de la zona, dada la importancia del sector por la proximidad a la cabecera parroquial ubicada a cinco kilómetros y a la cabecera cantonal Yantzaza a una distancia de trece kilómetros de la cabecera cantonal Yantzaza.

En este trabajo se presentará el diseño y estudios necesarios para la construcción del puente por parte de la entidad competente, se detallará los estudios previos o de insumo necesarios para su cálculo y diseño estructural, se elaborará el cálculo y diseño estructural, se aplicará las normas estándar que rigen la construcción en nuestro país, los materiales que se usarán para su construcción deberán ser los más económicos siempre que estén sujetos a las normas establecidas.

Se presentarán todos los planos necesarios para la construcción del mismo, cantidades de obra necesarias, incluido el detalle del método constructivo sugerido.

1.2 Formulación del Problema

El GAD Parroquial de Chicaña ha visto la necesidad de reemplazar al puente peatonal existente sobre el río Chicaña por uno carrozable, el puente está ubicado en el barrio San Vicente de Caney, el barrio se encuentra a una distancia de 5,03 kilómetros de la cabecera parroquial, el río posee un importante caudal lo que hace imposible atravesarlo con algún vehículo, al margen opuesto de río se encuentra la comunidad de Kukush, que es una pequeña comunidad de seis viviendas a la cual se puede acceder únicamente por el puente peatonal existente.

1.3 Justificación

La construcción de un puente carrozable sobre el río Chicaña permitirá fortalecer el crecimiento socioeconómico de la zona, su movilidad y comunicación, este proyecto constituye una gran importancia para el sector que ha venido solicitando la construcción de un puente en la zona, dicha zona tiene una importante densidad poblacional que será la beneficiaria una vez que se haya construido el puente, el desarrollo poblacional de la zona es vertiginoso y aumentará debido a que se está ejecutando la pavimentación de la vía principal que une la cabecera parroquial Chicaña con el barrio San Vicente de Caney, este barrio es el centro poblacional más habitado después de la cabecera parroquial.

En la actualidad existe un puente colgante peatonal en la zona dónde se prevé edificar el puente carrozable, el puente peatonal ya ha cumplido su vida útil y es necesario reemplazarlo por uno que brinde comodidad, seguridad a los usuarios y que permita el transporte carrozable, es por ello que la Junta Parroquial de Chicaña y los moradores del sector tienen un gran interés por el cumplimiento de este proyecto.

1.4 Objetivo General

Elaborar el cálculo y diseño estructural de un puente mixto carrozable sobre el río Chicaña, en la parroquia Chicaña, cantón Yantzaza, provincia de Zamora Chinchipe.

1.5 Objetivos Específicos

- Realizar los estudios preliminares necesarios para el diseño del puente (estudio topográfico, hidrológico, hidráulico, geológico y geotécnico).

- Realizar el cálculo y diseño de la superestructura e infraestructura del puente de acuerdo a la normativa establecida en nuestro país que cumpla los requerimientos de seguridad, optimización y practicidad en obra.
- Elaborar las conclusiones y recomendaciones obtenidas en el desarrollo del presente trabajo de titulación.
- Realizar los planos, detalles constructivos, necesarios para su ejecución.

CAPÍTULO II

2. MARCO TEÓRICO

2.1 DEFINICIÓN

Un puente es una obra de arte que se construye para salvar un obstáculo o accidente geográfico dando continuidad a una vía.

2.2 CLASIFICACIÓN

Existen diversas formas de clasificar a los puentes según varios autores, se puede deducir una forma de clasificarlos de la manera más específica de la siguiente manera:

2.2.1 Por el material

Puentes de Piedra, Puentes de Hormigón, Puentes de Hormigón Ciclópeo, Puentes de Hormigón Armado, Puentes de Madera y Mixtos (Madera y Acero, Acero y Hormigón Armado).



*Figura 1. Puente Carrozable Mixto (Hormigón-Acero) sobre el río Paute; La Josefina, Azuay.
Elaborado: Autor.*

2.2.2 Por el nivel de circulación

Circulación Superior, circulación Inferior y circulación Intermedia.

2.2.3 Por la longitud

2.2.3.1 Pequeños

Puentes menores a 25 metros.

2.2.3.2 Medianos

Puentes hasta 100 metros de longitud y que uno de los vanos no supere los 42 metros.

2.2.3.3 Grandes

Puentes mayores a 100 metros de longitud y vanos mayores a 42 metros.

2.2.4 Por las condiciones de servicio

2.2.4.1 Puentes de Aguas Altas

Son aquellos puentes que permiten el paso del nivel máximo del agua por debajo de la superestructura conservando el gálibo respectivo.

2.2.4.2 Puentes de Aguas Bajas

Permite el paso del nivel máximo del agua por encima de su estructura, es una estructura inundable.

2.2.4.3 Puentes Levadizos

Tipos de puentes móviles que permiten el tráfico fluvial.

2.2.5 Por el tipo de carga

Puentes de Carretera o automovilísticos, Puentes Ferroviarios, Puente Peatonal, Puentes Urbanos (Paso de automotores, Tranvía, Transeúntes), Mixtos (Simultáneamente soportan la acción de cargas de diferente naturaleza, Puentes de función especial (Tuberías, Cargas, Cables).



Figura 2. Puente Peatonal sobre el río Chicaña; San Vicente, Chicaña, Yantzaza
Fuente: Autor.

2.2.6 Por el esquema estático de los elementos portantes

Puentes de Viga, Vigas Segmentales, Vigas Continúas o Vigas en Voladizo, Aportricados (Pórticos, Vigas Pórticos y Pórticos en voladizo), Arcos (Empotrados, Biarticulados, Triarticulados), Atirantados.

2.2.7 Por el ángulo que forma el eje del puente con la horizontal de los apoyos

2.2.7.1 Puentes Rectos

El ángulo de esviaje es de 90° .

2.2.7.2 Puentes Esviajados

El ángulo de esviaje es menor a 90° .

2.2.7.3 Puentes Curvos

El ángulo es variable a lo largo del eje.

2.2.8 Por su duración

Puentes provisionales o temporales y puentes definitivos.

2.3 COMPONENTES DE UN PUENTE

2.3.1 Subestructura

También llamada infraestructura, sus componentes soportan el tramo horizontal del puente; comprende los pilares, estribos y cimientos.

2.3.1.1 Pilares

Son elementos de apoyo intermedios que cumplen la función de transmitir los esfuerzos de la superestructura del puente hacia los cimientos del mismo, deben ser diseñados a esfuerzos principalmente de pandeo y compresión, a cargas externas de impacto, de viento, cargas hidráulicas. Pueden ser de diversos materiales como mampostería, hormigón ciclópeo, madera, hormigón armado, acero, etc. Pueden ser de sección variable o constante.

2.3.1.2 Estribos

Elementos que dan soporte a la superestructura, sirven de enlace entre la superestructura y el suelo sobre el cual se asienta el puente. Se diseñan para soportar la superestructura, la presión del suelo, la carga de la losa de transición.

2.3.1.2.1 Apoyos Elastoméricos

Sirven de enlace entre la subestructura y la superestructura, transmitiendo cargas y permiten o restringen movimientos o rotaciones entre elementos muy cercanos.

2.3.1.3 Cimientos

Se ubican bajo el nivel de superficie del suelo, sirven para transmitir toda la carga generada por el puente al suelo, la presión admisible del suelo tiene que ser menor a la carga generada en el suelo por la superestructura.

2.3.2 Superestructura

Está compuesta todos los elementos estructurales del tramo horizontal del puente; comprende el tablero, la estructura portante y accesorios de tablero.

2.3.2.1 Tablero

Parte superior cuya superficie es destinada al rodamiento, soporta todas las cargas de rodadura directamente y las transmite a vigas y largueros.

2.3.2.2 Estructura Portante

Constituye el elemento principal de soporte del tramo horizontal y se apoya sobre la subestructura en sus extremos.

2.3.2.3 Accesorios de tablero

Elementos destinados a la seguridad y funcionalidad para vehículos y peatones.

2.4 GEOMETRÍA

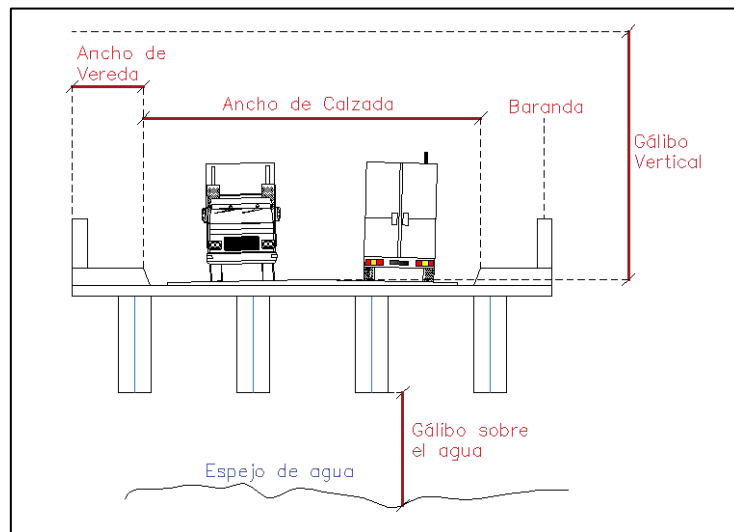


Figura 3. Geometría Típica de la Sección Transversal
Elaborado: Autor.

2.4.1 Ancho de Calzada

Se considera el ancho de calzada al espacio libre medido perpendicular al eje perpendicular del puente, entre barreras y/o cordones.

2.4.2 Ancho de Vía

Espacio destinado a la circulación vehicular, necesariamente el ancho de vía del puente debe procurar ser el mismo que el de la vía en la que se encuentra emplazado a fin de mantener la velocidad de circulación constante.

2.4.3 Gálibo Vertical

Altura libre necesaria para la circulación. "... la luz vertical desde la calzada hasta el elemento inferior de las estructuras aéreas reticuladas no debería ser menor que 5300 mm (5,3 m)." (ASSTHO LRFD, 2004); "el gálibo vertical será de por lo menos 6.00 metros. medido sobre la rasante de la calzada inferior." (NEVI-12, 2013).

2.4.4 Gálibo sobre el agua

Altura comprendida entre el nivel de creciente máxima de agua y la parte más baja de la subestructura del puente. La NEVI establece una altura mínima de 2 metros.

2.4.5 Acera

Barrera estructuralmente continúa destinada a la circulación peatonal, el ancho mínimo es de 60 centímetros.

2.4.6 Berma

Franja longitudinal contigua a la superficie de rodadura que se debe considerar necesariamente por seguridad y comodidad para los usuarios, permite mantener constante la velocidad de circulación de los vehículos.

2.4.7 Barandas

Estructuras de hormigón o acero destinadas a la seguridad y protección en caso de impacto de vehículos.

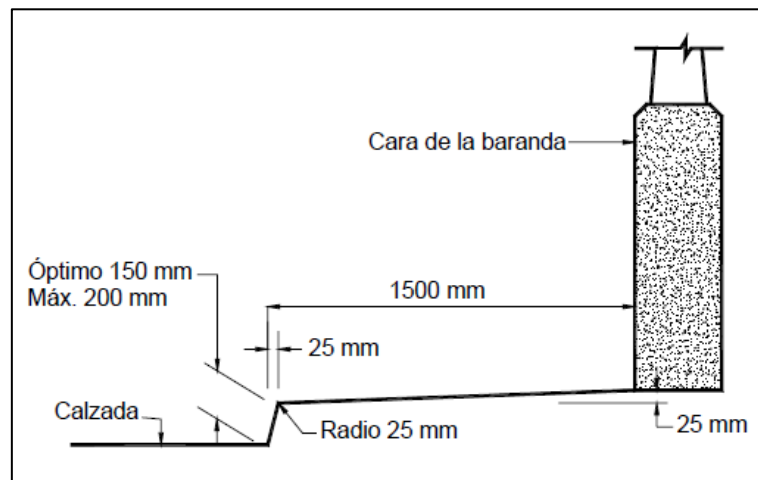


Figura 4. Sección Típica de una acera sobreelevada
Fuente: AASTHO LRFD, 2017 13.7.1.1-1.

2.4.8 Juntas de Dilatación

Las juntas de dilatación en puentes son dispositivos que interrumpen los tableros de forma que permiten unos movimientos relativos entre las dos partes de la estructura que separan.

Para que una junta cumpla su misión debe satisfacer las siguientes funciones:

- Asegurar la libertad de movimiento del Tablero.
- Dar continuidad a la capa de rodadura, siendo capaz de soportar las cargas de tráfico.
- No ser fuente de ruidos, impactos y/o vibraciones.
- Tener una buena estanqueidad y/o permitir una correcta evacuación de las aguas superficiales.

Los tipos de juntas y las interrupciones superficiales del pavimento deben considerar además del confort de los usuarios vehiculares, el desplazamiento pedestre, y el movimiento de bicicletas y de motos.

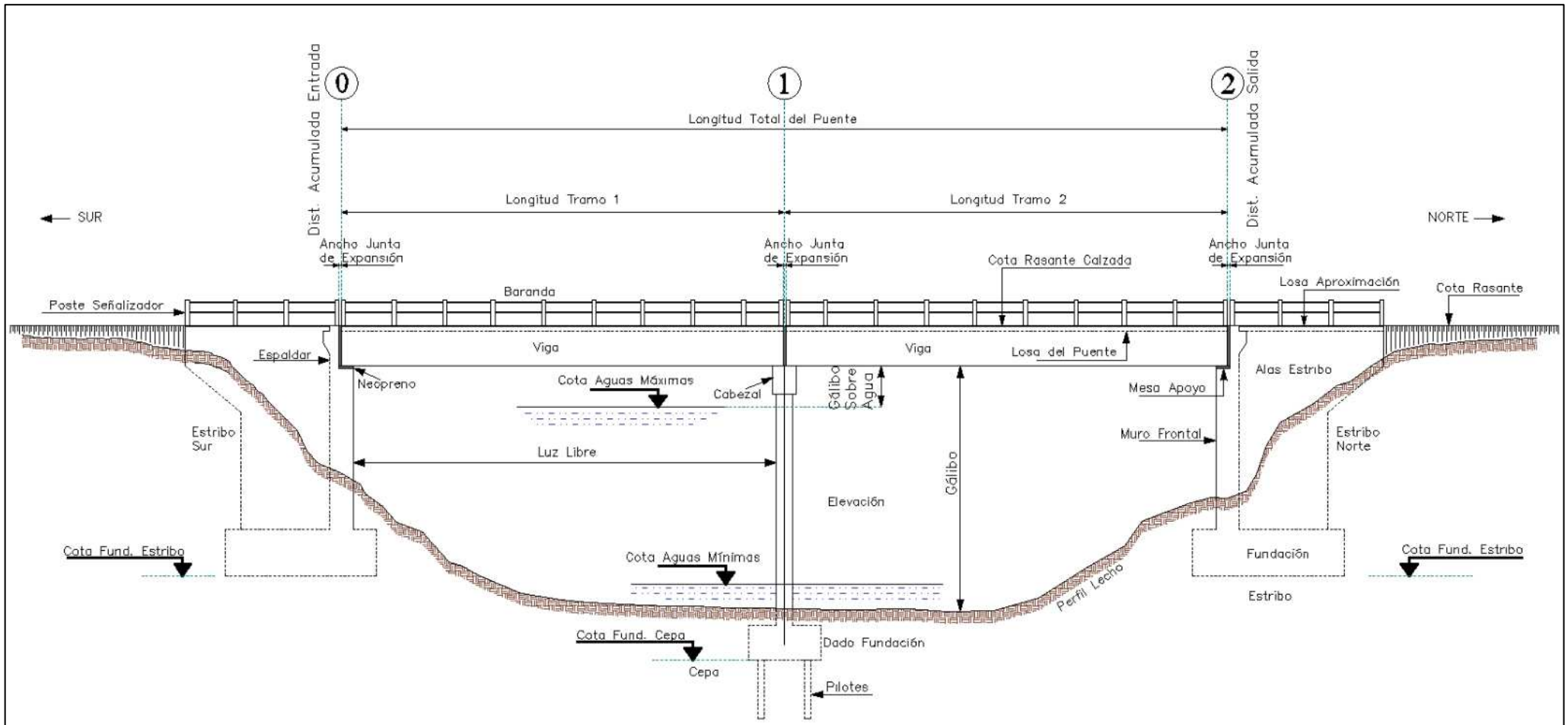


Figura 5. Componentes de un Puente Viga
Elaborado: Autor.

2.5 NORMATIVA

En el diseño del puente se usará la siguiente normativa:

- Norma Ecuatoriana Vial – NEVI-12, 2013.
 - Volumen N°2 - Libro B: Normas para Estudios y Diseño Vial
 - Volumen N°3: Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes.
- Norma Ecuatoriana de la Construcción – NEC, 2015.
 - NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas).
 - NEC-SE-DS: Peligro Sísmico.
 - NEC-SE-GC: Geotecnia y Cimentaciones.
 - NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado.
 - NEC-SE-AC: Estructuras de Acero.
- American Association of State Highway and Transportation Officials – AASTHO LRFD, 2017.
- Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural, American Concrete Institute – ACI-318S-14, 2014.

2.6 CONDICIONES ELEMENTALES DE DISEÑO

Un puente debe ser diseñado para cumplir con los estados límite, es decir no sobrepasar bajo ninguna acción la capacidad servicial para la cual es diseñado. Esta estructura debe de satisfacer los requisitos de constructividad, seguridad, serviciabilidad, inspeccionabilidad, economía y estética.

El código AASTHO establece los siguientes parámetros como filosofía de diseño de un puente.

2.6.1 Estados Límites

Los estados límites establecen una condición última la cual más allá de ella la seguridad estructural de la estructura está comprometida y ya no cumple las funciones para las cuales ha sido diseñada, representa el límite estructural de utilidad.

2.6.1.1 Estado Límite de Servicio

Establece requisitos o restricciones a las tensiones, anchos de fisura, deformaciones verticales y horizontales bajo condiciones de servicio regular.

2.6.1.2 Estados Límite de Fatiga y Fractura

Restricciones al rango de tensiones, limitar el aumento de fisuras bajo cargas repetitivas a fin de que el puente no se vea afectado por fracturas en el periodo para el cual es diseñado.

2.6.1.3 Estado Límite de Resistencia

Se considera este límite para garantizar resistencia y estabilidad local y global evitando tensiones excesivas y daños estructurales.

2.6.1.4 Estados Límite Correspondientes a Eventos Extremos

Prevé límites correspondientes a eventos extremos como una inundación, terremotos, colisión de una embarcación o vehículo en condiciones de socavamiento, la probabilidad de ocurrencia puede ser significativamente mayor que el periodo de diseño.

2.6.2 Ductilidad

Los elementos estructurales o conexiones se deben dimensionar adecuadamente para permitir un comportamiento de las deformaciones inelásticas significativas en el sistema estructural para los casos de estados límites de resistencia y eventos extremos para evitar la ocurrencia de una falla estructural.

2.6.3 Redundancia

Siempre y cuando sea posible se deben usar estructuras continuas y con múltiples recorridos de carga, al incrementar el grado de redundancia aumenta la rigidez del sistema, su capacidad de carga y ductilidad. El diseño se debe basar en que para las combinaciones de carga y estados límite el elemento debe ser redundante o no redundante de acuerdo a la contribución del elemento a la seguridad del puente.

2.6.4 Importancia Operativa

Este artículo se refiere exclusivamente a la importancia dentro de la sociedad del puente, con fines de seguridad, supervivencia y defensa. Un puente puede ser de esencial supervivencia luego de un evento catastrófico dependiendo de su importancia. Se considera exclusivamente la importancia operativa a los estados límite de resistencia y a eventos extremos.

CAPÍTULO III

3. ESTUDIOS PRELIMINARES

3.1 DATOS GENERALES

3.1.1 Ubicación

El proyecto se encuentra ubicado en el barrio San Vicente de Caney de la Parroquia Chicaña perteneciente al cantón Yantzaza de la provincia de Zamora Chinchipe ubicada al sur del territorio continental de la República del Ecuador.

La parroquia Chicaña limita al norte con la provincia de Morona Santiago, al sur con la parroquia de Los Encuentros del cantón Yantzaza, al este con el cantón el Pangui y al oeste con el cantón Yacuambi. Se encuentra establecida a una altitud de 872 m.s.n.m metros sobre el nivel del mar, su clima es templado y húmedo, manteniendo una temperatura promedio de 18 a 21 grados centígrados.

El puente está ubicado a 5,03 kilómetros de la cabecera Parroquial Chicaña, a 13 kilómetros de la cabecera cantonal Yantzaza, a 70 kilómetros de la capital provincial de Zamora Chinchipe y a 172,7 kilómetros de la ciudad de Cuenca.

El barrio San Vicente de Caney posee un área total de 1190,82 Ha.

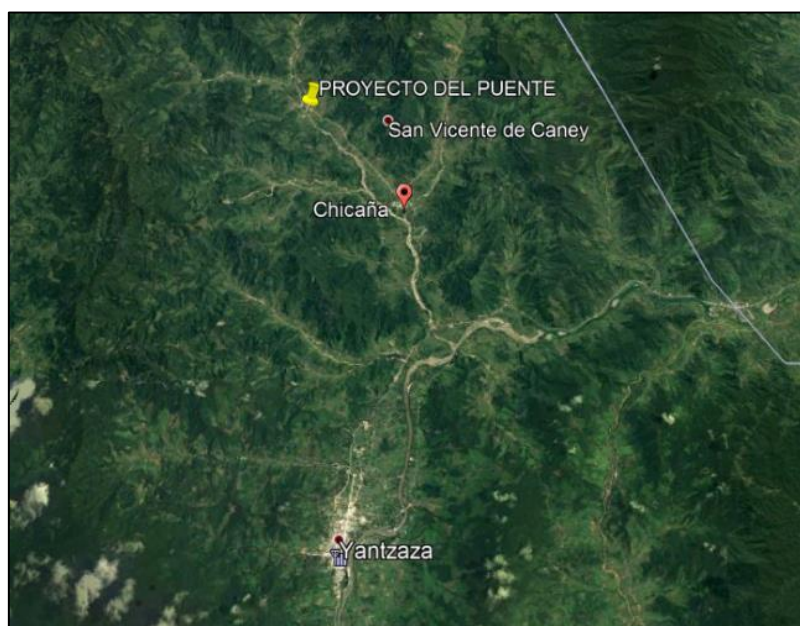


Figura 6. Ubicación del Puente
Fuente: Google Earth

Tabla 1. Datos Generales de Ubicación

PROVINCIA	ZAMORA CHINCHIPE
CANTÓN	YANTZAZA
PARROQUIA	CHICAÑA
BARRIO	SAN VICENTE DE CANEY
ÁREA	1190.82 Ha

Elaborado: Autor

3.1.2 Población

De acuerdo a la información del Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC) el Cantón Yantzaza cuenta con una población de 18675 habitantes, de los cuales se encuentran distribuidos en tres parroquias que conforman el cantón, la parroquia urbana de Yantzaza cuenta con una población de 12356 habitantes, la parroquia rural de Los Encuentros tiene una población de 3658 habitantes y la parroquia rural de Chicaña cuenta con 2661 habitantes según la información del INEC 2010.

La concentración poblacional de la parroquia Chicaña se da en forma lineal en torno a la vía principal que une Yantzaza con la parroquia y esta vía se prolonga hacia zonas pobladas entre ellas la más poblada después de Chicaña, el barrio San Vicente de Caney, en la parroquia Chicaña existen 17 centros poblacionales, la población proyectada para el año 2019 es de 3663 habitantes.

El barrio San Vicente de Caney posee un área total de 1190,82 Ha, su población es de 551 habitantes y con un índice de crecimiento anual de 2,72 % según el INEC de acuerdo al censo de Población y Vivienda 2010.

Tabla 2. Datos Poblacionales de la Zona del Proyecto

	YANTZAZA	12536 hab.
PARROQ.	LOS ENCUENTROS	3658 hab.
	CHICAÑA	2661 hab.
	Población Total Cantón:	18675 hab.
	SAN VICENTE DE CANEY	551 hab.

Elaborado: Autor

3.1.3 Ubicación y elección del tipo del puente

La ubicación del proyecto del puente está en está a una elevación de 626 m.s.n.m. en las coordenadas ESTE 746882, NORTE 9591239 con el DATUM WGS84.

El existente en la ubicación del proyecto es un puente peatonal colgante de una longitud de 38 metros, debido a esta longitud y al importante caudal que posee el puente se ha determinado que el puente carrozable a ser construido debe ser un puente viga ya que se ha determinado mediante estudios que por economía se debe de optar por este tipo de puente para una longitud de entre 25 metros y 45 metros de luz libre.

“Los puentes de acero de sección compuesta de un solo tramo que utilizan vigas metálicas, logran luces de hasta 55m. Los puentes metálicos de armadura alcanzan los 120m. Con el diseño en arco se llega hasta 150m.” (Rodríguez A., 2012, p. 63).

Tabla 3. Luces de Puentes de acero ya construidos.

SIMPLEMENTE APOYADO	LUZ (m)
Vigas laminadas, no compuestos	12 a 25
Vigas laminadas, compuestos	15 a 25
Vigas armadas, no compuestos	30 a 45
Vigas armadas, compuestos	30 a 55
Vigas cajón	30 a 55
Armaduras sobre y bajo la calzada	90 a 120
Armaduras bajo la calzada	60 a 120
Armaduras no conectadas sobre la calzada	45
Arco	90 a 150
Arcos enlazados	90 a 180
CONTINUOS	LUZ (m)
	15-20-15
Vigas Laminadas	A
	25-30-25
Vigas armadas	30-36-30
	30-36-30
Vigas Cajón	A
	90-120-90

Fuente: Puentes con AASTHO-LRFD 2010, Página 63.

El puente será diseñado con vigas de acero y el tablero de hormigón armado.

Tabla 4. Datos Generales del Proyecto del Puente

ALTITUD	926 m.s.n.m
DATUM	UTM 84
LATITUD	9591239
LONGITUD	746882
TIPO	PUENTE VIGA ACERO-H°A
LONG. APROXIMADA	38 metros
VIGAS	ACERO
TABLERO	HORMIGÓN ARMADO

Elaborado: Autor

3.1.4 Mapas y Cartografía del sector

Es muy importante presentar mapas de ubicación que proporcionen la información necesaria del proyecto que se va a realizar, se elaboraron mapas de la provincia, cantón, parroquia y el barrio donde está ubicado el proyecto.

En la elaboración de Mapas del sector se empleó información cartográfica proporcionada por el GAD Municipal del cantón Yantzaza, además cartografía de libre acceso obtenida tanto en la página web del Instituto Geográfico Militar (IGM) como en el Instituto Nacional de Estadísticas y Censos (INEC), se elaboró además un levantamiento Planimétrico del sector donde se va a ubicar el puente, mediante el levantamiento topográfico realizado para este presente trabajo como también información proporcionada por personas particulares.

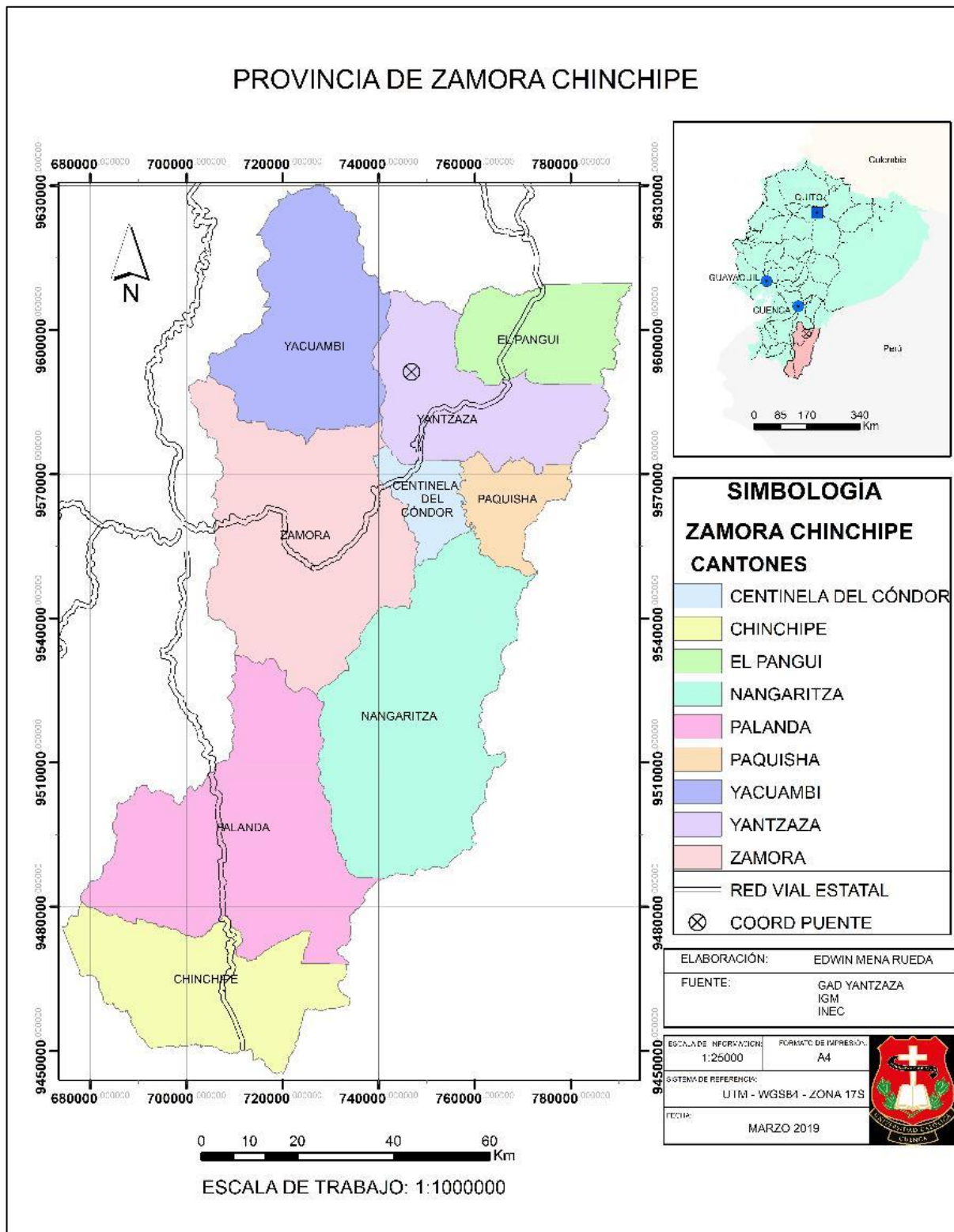


Figura 7. Mapa de la Provincia de Zamora Chinchipe
Elaborado: Autor

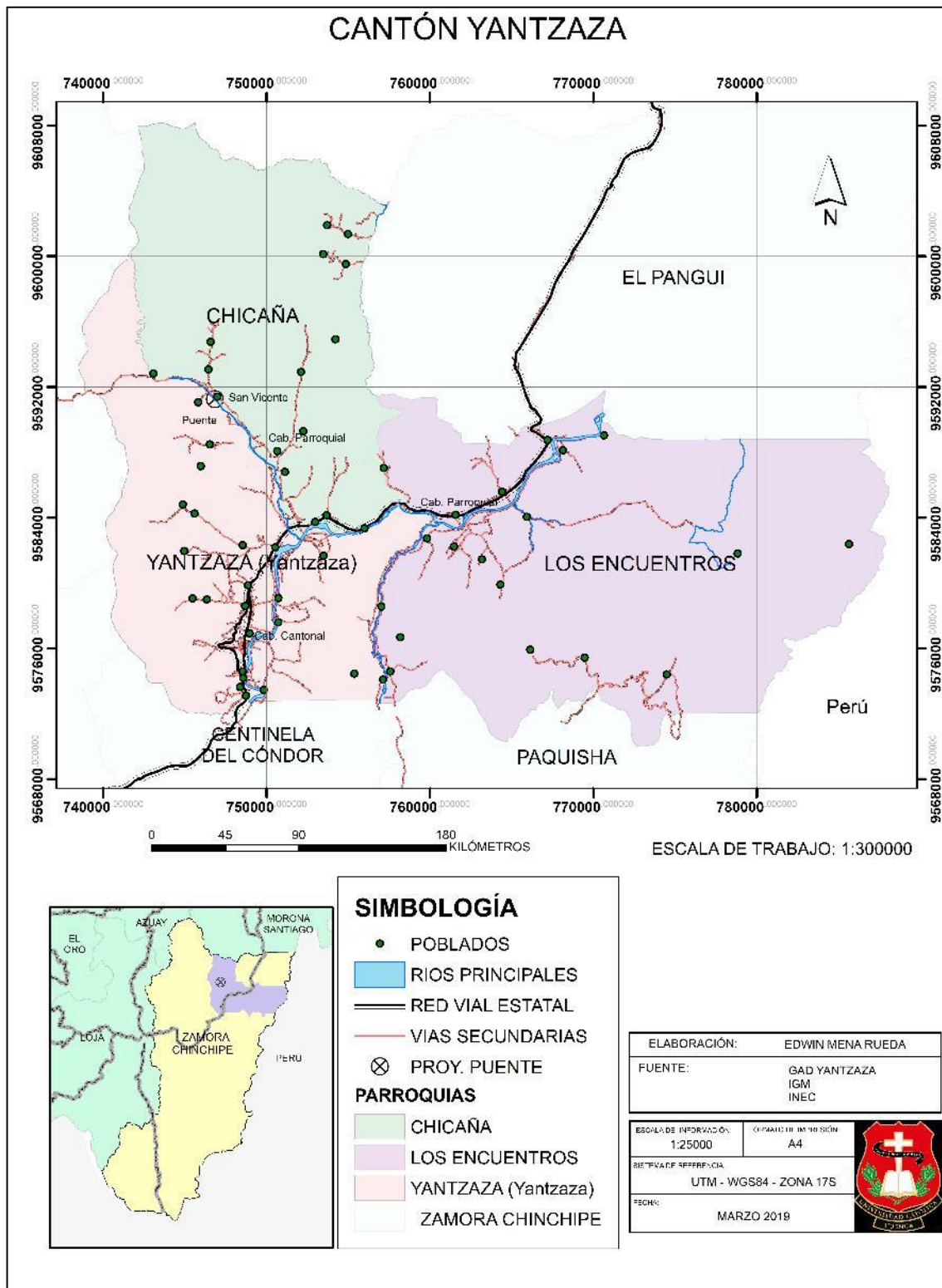


Figura 8. Mapa del Cantón Yantzaza
Elaborado: Autor



Figura 9. Mapa de la Parroquia Chicaña
Elaborado: Autor

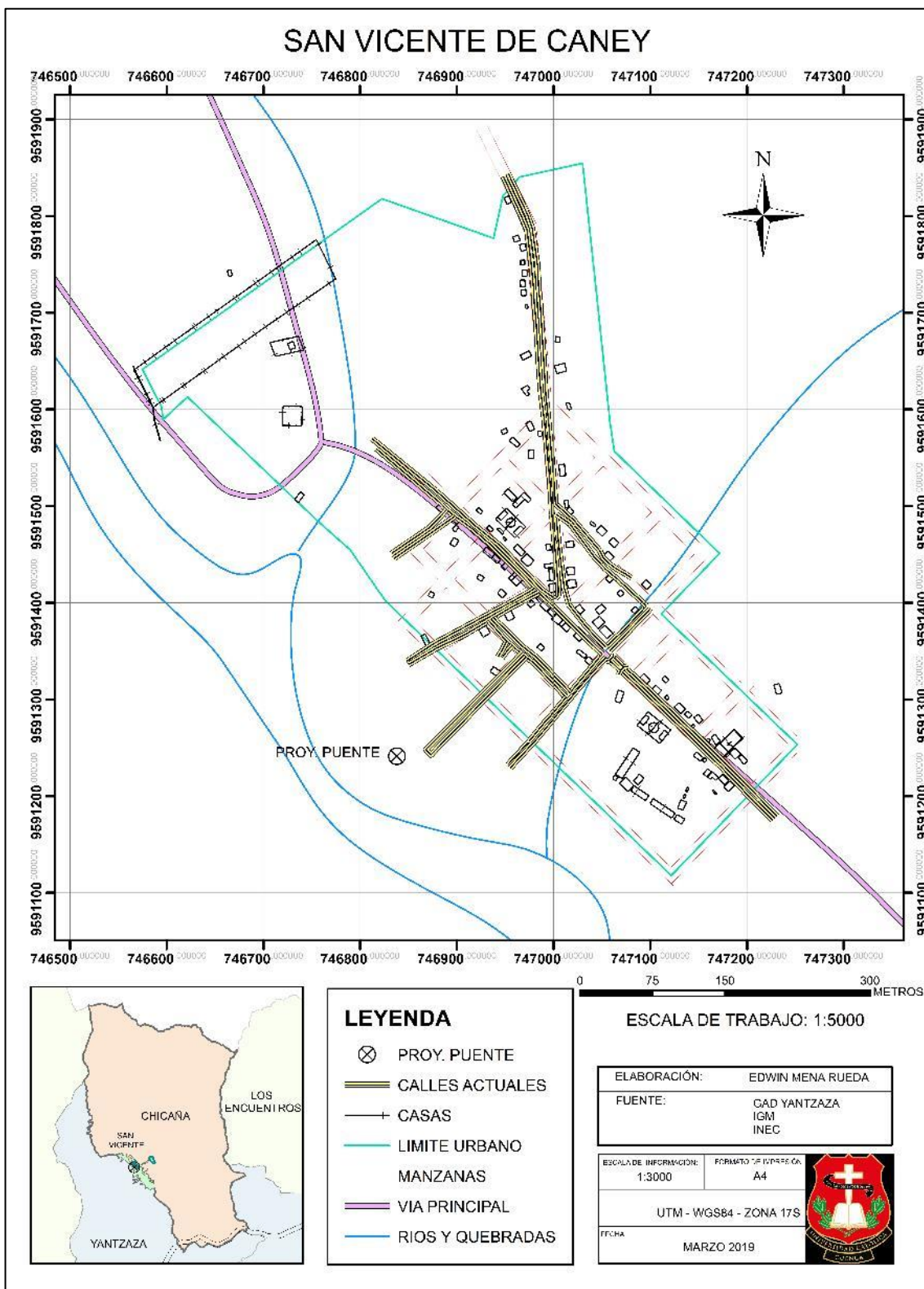


Figura 10. Mapa del Barrio San Vicente de Caney
Elaborado: Autor

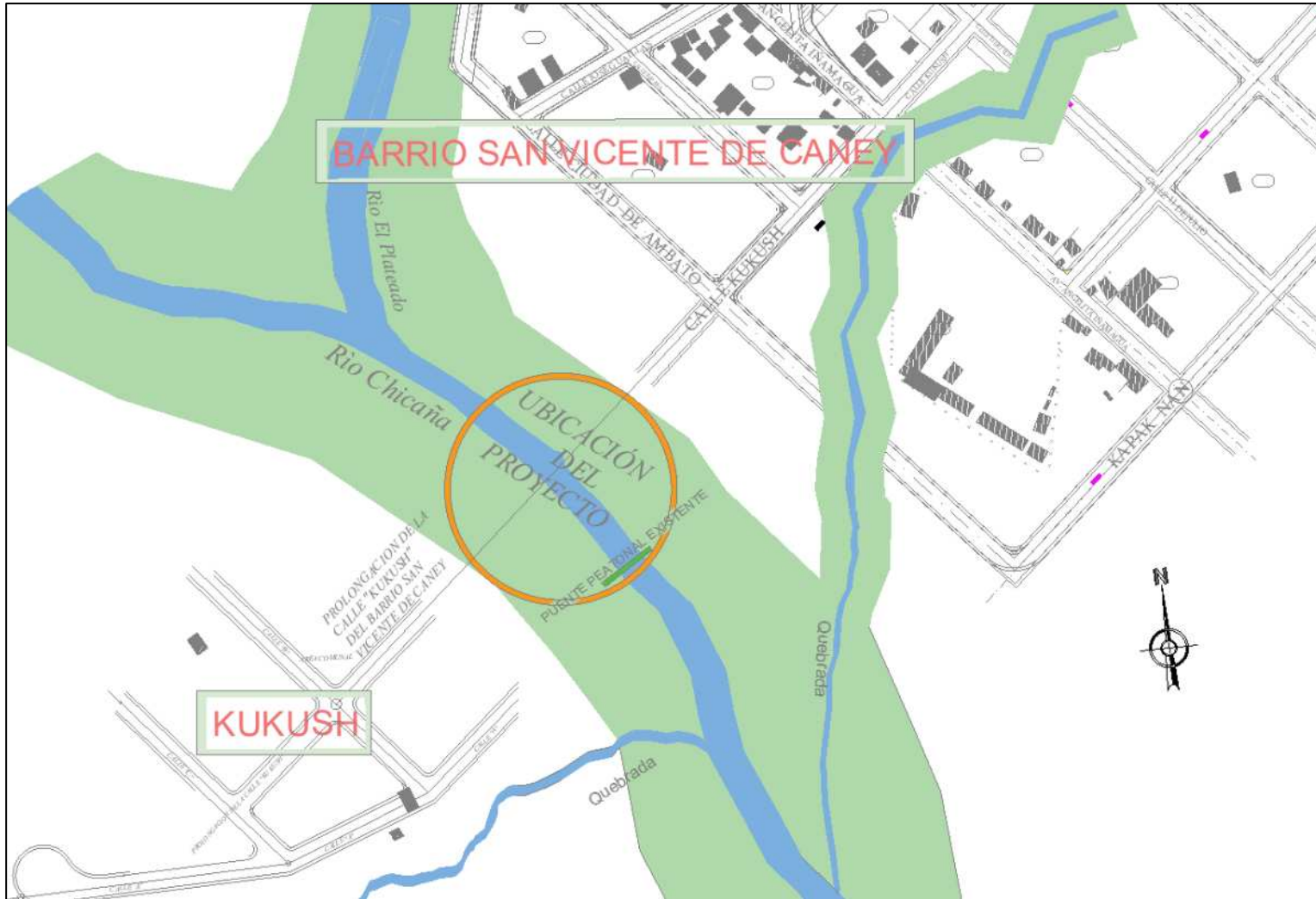


Figura 11. Ubicación del Proyecto. Levantamiento Planimétrico
Elaborado: Autor

3.2 ESTUDIO TOPOGRÁFICO

3.2.1 Introducción

El levantamiento topográfico permite la descripción detallada del terreno en cuanto a su geografía de la zona en la cual se necesita implantar un proyecto. En nuestro país se trabaja comúnmente con el sistema de coordenadas UTM (Universal Transverse Mercator) con un datum horizontal y uno vertical referidas al nivel medio del mar.

Para proyectos de esta naturaleza es necesario realizar el levantamiento 100 metros longitudinalmente a cada lado de la probable ubicación del puente, así como también 100 metros perpendicularmente a la dirección del río en cada margen del río, además de las cotas de fondo del río y espejo de agua para generar perfiles transversales del río procurando que se tome la mayor cantidad de puntos posibles en lugares donde el terreno es muy irregular.

Los planos topográficos del terreno a ser presentados para estos casos deben corresponder a una escala técnica de dibujo de 1:500 y 1:2000.

3.2.2 Descripción del terreno

El puente se ubica en la región amazónica que se caracteriza por tener grandes ríos y su relieve cercano a los ríos es relativamente uniforme, no presenta grandes cambios de altimetría en las proximidades a los ríos, lo cual hace que en las riveras de estos se desarrollen actividades como ganadería, agricultura y recreación. Geográficamente la zona corresponde a la Llanura Amazónica, El clima es tropical húmedo.

El terreno presenta una altimetría poco variable debido a que el proyecto se encuentra ubicado en la cuenca baja del río Chicaña, afluente del río Zamora, la distancia desde la ubicación del proyecto del puente a la desembocadura del río es de 8,8 km. Existen pastizales ganaderos a cada margen del río, la principal ocupación de la zona es la agricultura y ganadería por lo que el terreno es relativamente plano.

3.2.3 Procedimiento

Se realizó el levantamiento topográfico general de la zona donde se ubica el proyecto del puente, detalle del terreno, puente peatonal existente, vía de acceso dirección este oeste, camino de acceso al puente peatonal dirección oeste este, perfil longitudinal del río, perfil transversal del río cada 10 metros aproximadamente.

Para el levantamiento topográfico se utilizó una estación total y un GPS, por la facilidad del terreno ya que es un terreno regularmente plano se ubicó tres puntos mediante estacas, se realizó la georreferenciación de los puntos ubicados estratégicamente los cuales servirían para ubicar la estación y con estos puntos se realizó el levantamiento de toda la zona incluido el detalle topográfico el río.



***Figura 12. Levantamiento Topográfico. Trabajo de Campo
Elaborado: Autor***

Una vez terminado el trabajo de campo se procedió al trabajo de escritorio que consiste en general el detalle del terreno en un software computacional, para el proceso de exportar los puntos obtenidos en el campo se utilizó la herramienta Excel que luego de este proceso se cargó todos los puntos al software CIVIL CAD 3D en el cual se obtuvo el detalle tanto Planimétrico como Altimétrico del terreno.



Figura 13. Vista General de la zona del Proyecto.
Elaborado: Autor

3.2.4 Resultados

Una vez concluido el estudio Topográfico se realizó el plano topográfico a ser presentado el cual se encuentra en los anexos finales de este documento. En Anexo de este documento se describe los puntos tomados en el estudio de campo. La Tabla 5 presenta las estaciones base desde donde se realizó el levantamiento topográfico y los puntos inicial y final del eje del puente.

Tabla 5. Puntos de Control. Proyecto de Puente

PUNTO	LONGITUD	LATITUD	ALTITUD	DESCRIPCIÓN
1	746815	9591220	923.54	E2 (ESTACION)
2	746838	9591241	924	E1 (ESTACION)
3	746789	9591192	925.34	E3 (ESTACION)
4	746841.7344	9591243.7027	923.8046	EJE PUENTE (CIMENTACIÓN ESTE)
5	746814.3579	9591214.5389	923.9519	EJE PUENTE (CIMENTACIÓN OESTE)

Elaborado: Autor

3.3 ESTUDIO HIDROLÓGICO

Este Estudio proporciona la información necesaria para determinar las consecuencias hidráulicas que se puedan presentar en la zona de estudio a consecuencia de la cuenca hidrográfica.

3.3.1 Cuenca Hidrográfica

Se define como el área de captación natural del agua de precipitación que confluye mediante escurrimiento hacia un único punto de salida.

Se compone por una red de drenaje formada por superficies vertientes, escorrentías subsuperficiales, aguas subterráneas que por las características topográficas del suelo convergen a un único punto de salida.

3.3.2 Delimitación de la Cuenca Hidrográfica

El proyecto del puente está ubicado dentro de la cuenca del Santiago, esta gran cuenca la componen numerosas subcuencas, entre ellas la subcuenca del río Zamora, en está ubicada la microcuenca del río Chicaña, mediante el uso del software ARGIS se determinó las diversas características que posee esta microcuenca, esto se hizo con la información cartográfica proporcionada por el GAD Municipal del Cantón Yantzaza y la información de libre acceso del portal del Instituto Geográfico Militar.

La cuenca Hidrográfica de estudio se delimitó con ayuda del programa informático ARGIS el cual determina los límites de la cuenca en base a la topografía de la misma y sus pendientes hacia la dirección del punto de salida de la misma.

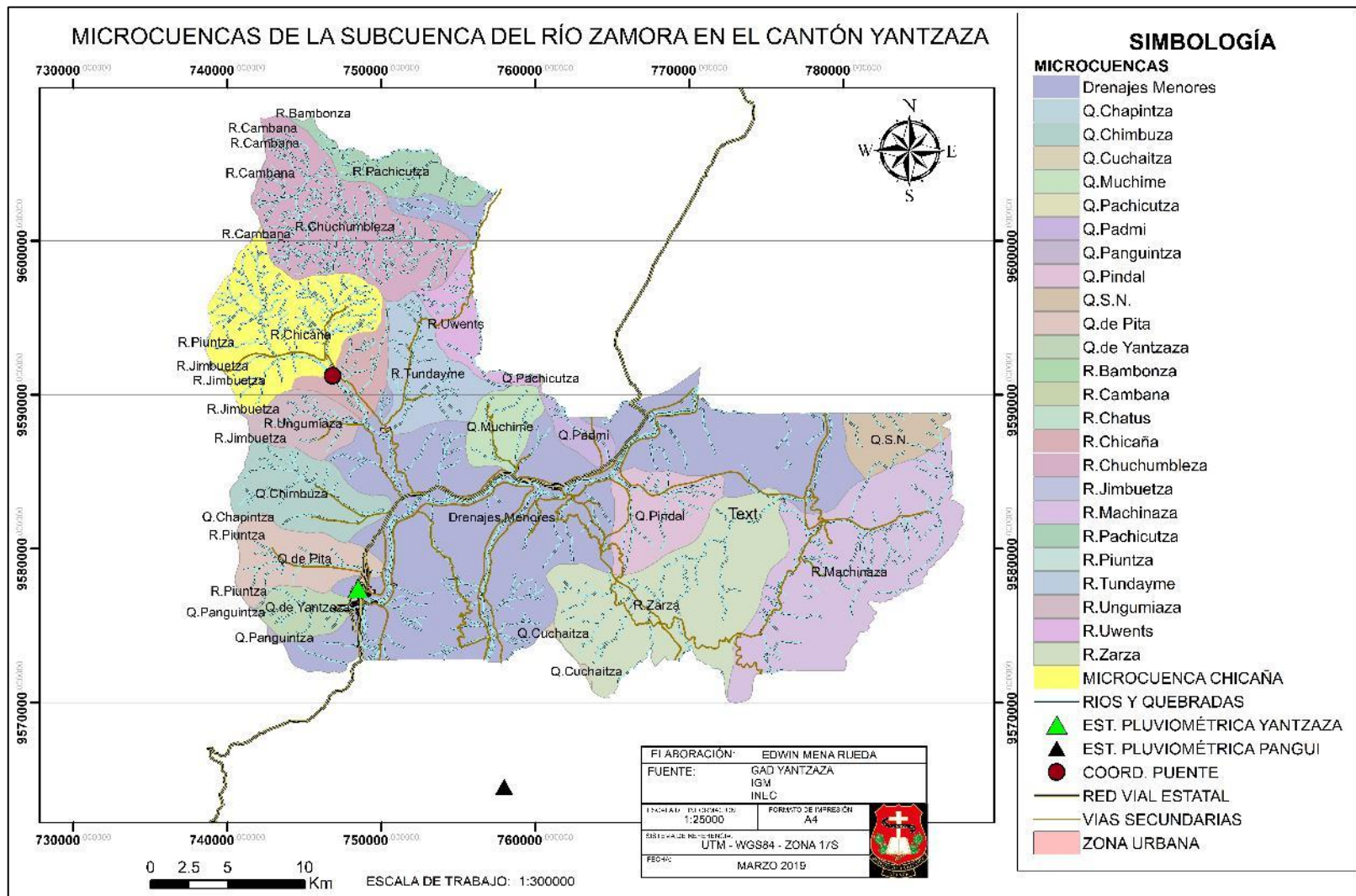


Figura 14. Microcuencas de la Subcuenca del río Zamora en el cantón Yantaza
Elaborado: Autor

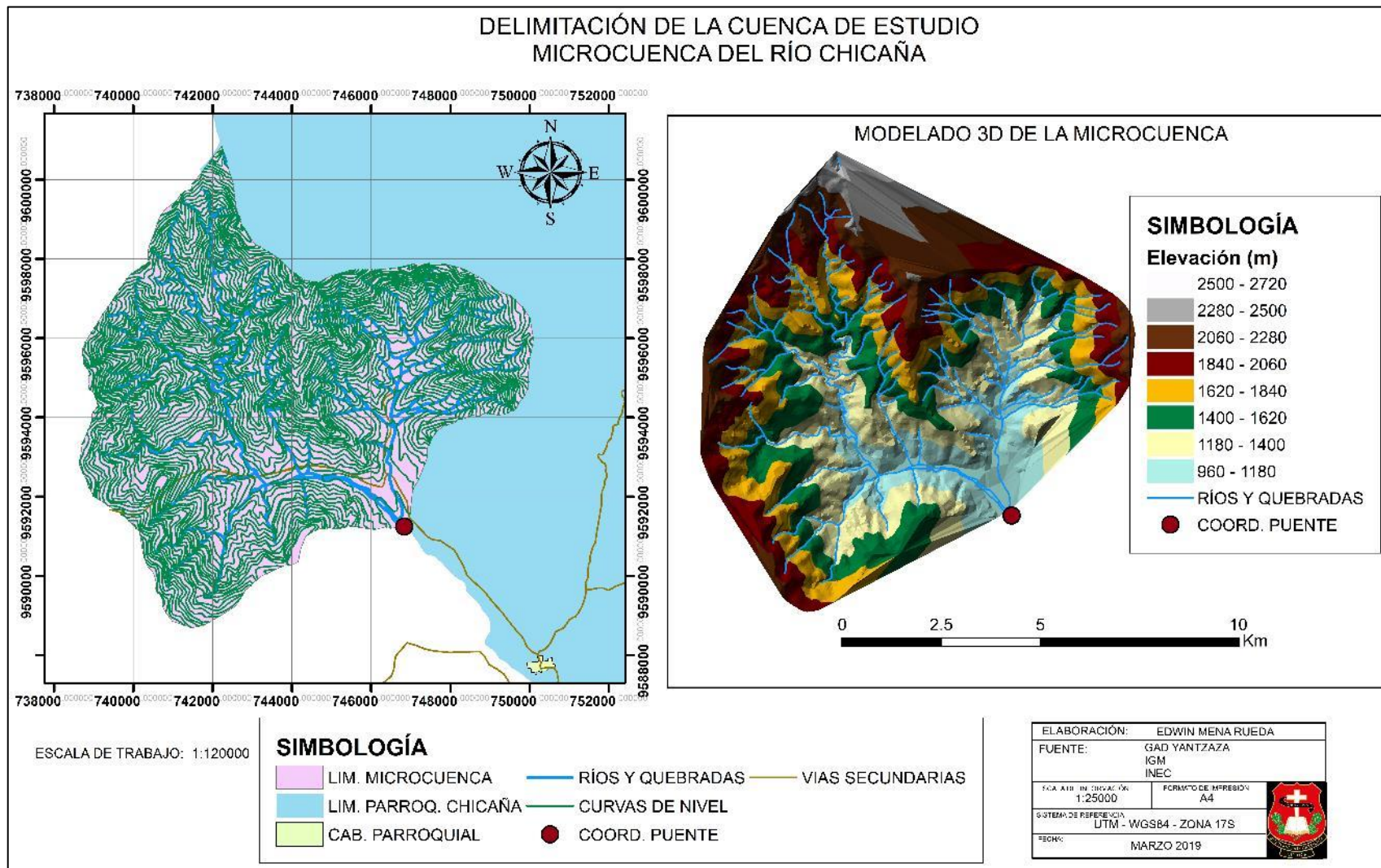


Figura 15. Delimitación de la cuenca de estudio. Microcuenca del Río Chicaña
Elaborado: Autor

3.3.3 Parámetros Físico-Morfológicos de la Cuenca

3.3.3.1 Perímetro de la Cuenca

Constituye el borde o límite de la cuenca desde el cual fluye el agua hacia un punto de salida.

Para el cálculo del perímetro de la cuenca se utilizó la herramienta ARCGIS, dando como resultado: **Perímetro = 39,0926 Km.**

3.3.3.2 Área de la Cuenca

Se obtiene mediante la proyección vertical de la línea del divisor de aguas sobre el plano horizontal, es fundamental para obtener el potencial de generación de escurrimiento del agua en la cuenca hidrográfica.

El área obtenida de la cuenca hidrográfica del río Chicaña mediante el programa ARCGIS es: **Área = 74,934876 Km².**

3.3.3.3 Longitud de la Cuenca

Distancia horizontal desde el punto de salida o análisis de la cuenca hasta el punto más extremo o límite de la cuenca aguas arriba donde el río principal corta la línea divisora.

Mediante ARGIS se obtuvo: **Longitud de la Cuenca: 10,61 Km.**

3.3.3.4 Ancho de la Cuenca

Relación entre el área y la longitud de la cuenca.

Ancho de la cuenca: $74,93\text{Km}^2/10,61\text{Km} = 7,06 \text{ Km.}$

3.3.3.5 Declive de la Cuenca

Es la razón de diferencia entre las altitudes de los puntos más extremos de un curso natural de agua. Este parámetro es muy importante ya que la velocidad de flujo depende de este parámetro.

La cota más alta de la cuenca es de 2720 metros y el valor de la más baja es de 1960 metros, por lo tanto, el desnivel de la cuenca es: **Desnivel = 760 m.**

3.3.3.6 Largo del Río Principal (L)

Se determina a partir del perfil longitudinal del perfil del curso de agua principal entre la naciente más distante y el punto de salida o el punto de interés hidrológico. El largo del río principal obtenido usando la herramienta ARCGIS es: **Largo del Río Principal: 15,562 Km.**

FID	Shape *	ARCID	ARCTYPE	FROMNODE	TONODE	NUMERICUSE	CODIGO	NOMBRE	TTRH	Longitud Río (Km)
0	Polyline	3882	ARC	4885	3307	3882	BH147	Chicaña	Quebrada permanente	15.56197

Figura 16. Longitud del Río Principal
Elaborado: Autor

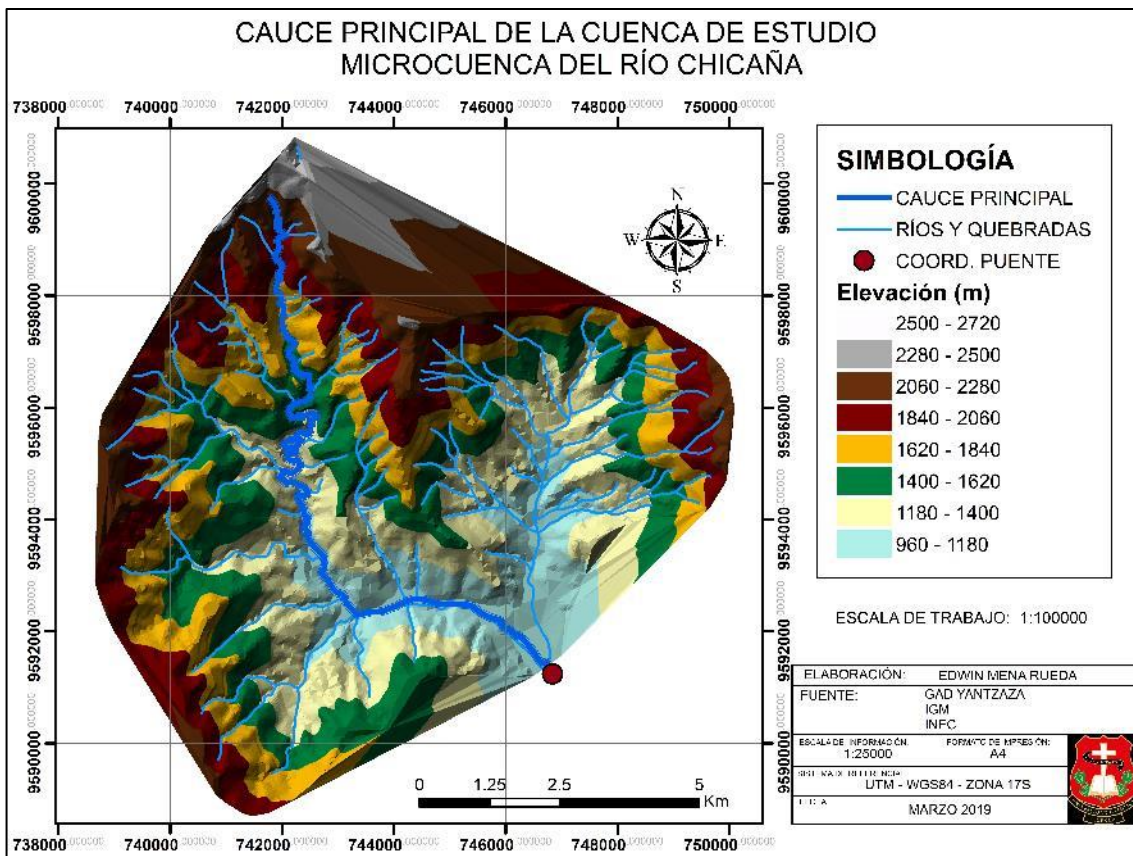


Figura 17. Cauce Principal de la Cuenca de Estudio.
Elaborado: Autor

3.3.3.7 Pendiente Media de la Cuenca

Es un parámetro necesario ya que tiene especial relación con el escurrimiento superficial, subsuperficiales, la infiltración, humedad del suelo.

Mediante el uso de ARCGIS se obtuvo el mapa de Pendientes de la cuenca y la pendiente media de la cuenca: **Pendiente Media: 44,91 %.**

OBJECTID*	PRO_DESCRI	ZONE_CODE	COUNT	AREA	MIN	MAX	RANGO	MEDIA(%)	STD	SUM
1	Zamora Chinchipe	1	31439	74578766.446304	0	151.280273	151.280273	44.910251	20.034738	1411933.379328

Figura 18. Pendiente Media de la Cuenca
Elaboración: Autor

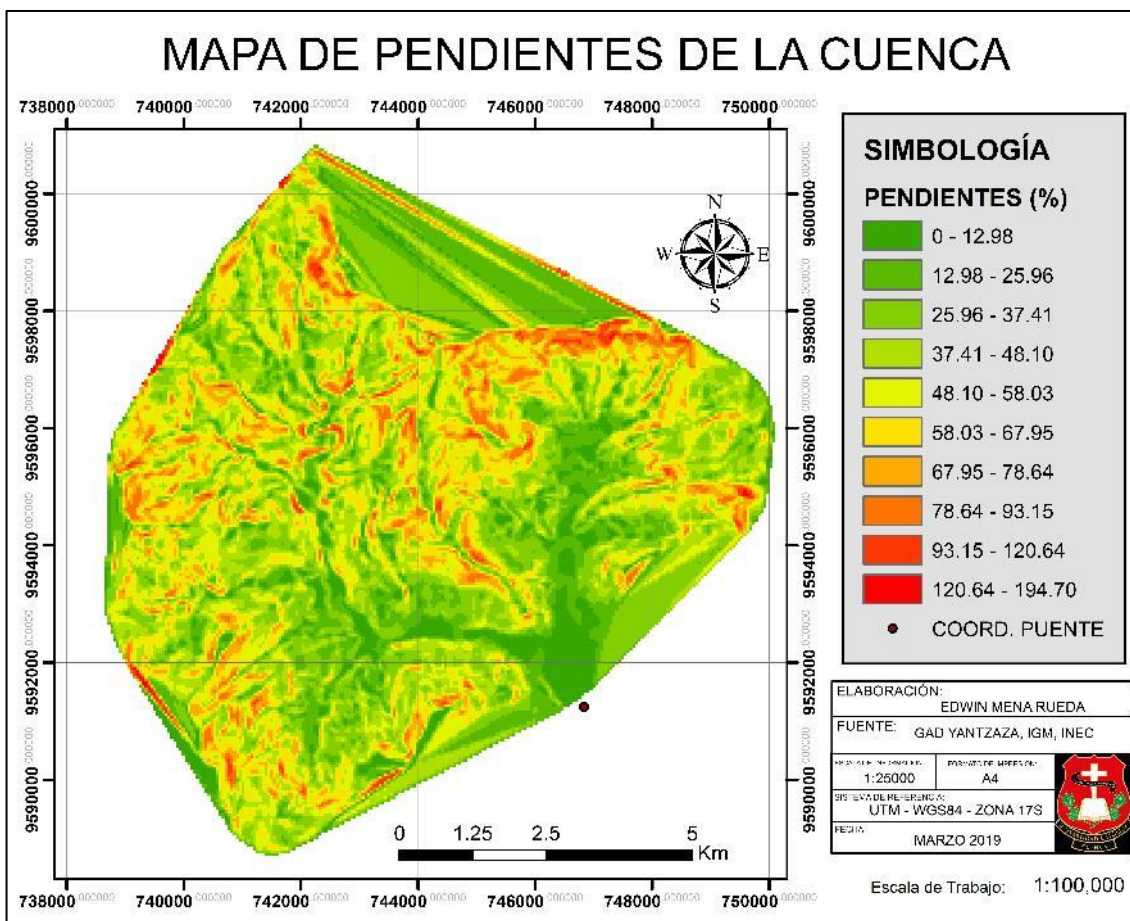


Figura 19. Mapa de pendientes de la Cuenca
Elaborado: Autor

3.3.3.8 Curva Hipsométrica de la Cuenca

La curva hipsométrica está representada por la relación entre la altitud y el área de la cuenca sobre esta altitud, para ello se subdivide a la cuenca en áreas componentes con sus respectivas alturas promedio

Para obtener los datos para graficar la curva hipsométrica se recurrió a la ayuda del software ARCGIS y se obtuvo los valores de las áreas componentes y sus alturas indicados en la siguiente tabla.

Tabla 6. Obtención de la Curva Hipsométrica de la Cuenca

N°	COTAS (m.s.n.m)			Area (Km ²)			
	Mínima	Máxima	Promedio	Ai	Ai Acumulada	% Acumulado	% Intermedio
1	960	1105.70	1032.85	5.94717	74.9348	100	7.936
2	1105.79	1251.37	1178.58	10.53289	68.9876	92.06354192	14.056
3	1251.45	1397.14	1324.295	10.44259	58.4547	78.00747458	13.936
4	1397.38	1542.79	1470.085	10.24538	48.0122	64.07190671	13.672
5	1542.88	1688.56	1615.72	10.21686	37.7668	50.39951292	13.634
6	1688.63	1834.27	1761.45	9.39239	27.5499	36.76517371	12.534
7	1834.35	1979.96	1907.155	8.70572	18.1575	24.231089	11.618
8	1980.06	2125.66	2052.86	6.16101	9.4518	12.61336174	8.222
9	2125.88	2271.23	2198.555	2.33087	3.2908	4.391527744	3.111
10	2271.75	2416.63	2344.19	0.66529	0.9599	1.280997038	0.888
11	2417.46	2562.33	2489.895	0.21146	0.2946	0.393177176	0.282
12	2568.27	2708.63	2638.45	0.08316	0.0832	0.110982495	0.111
				74.93480			100

Elaborado: Autor

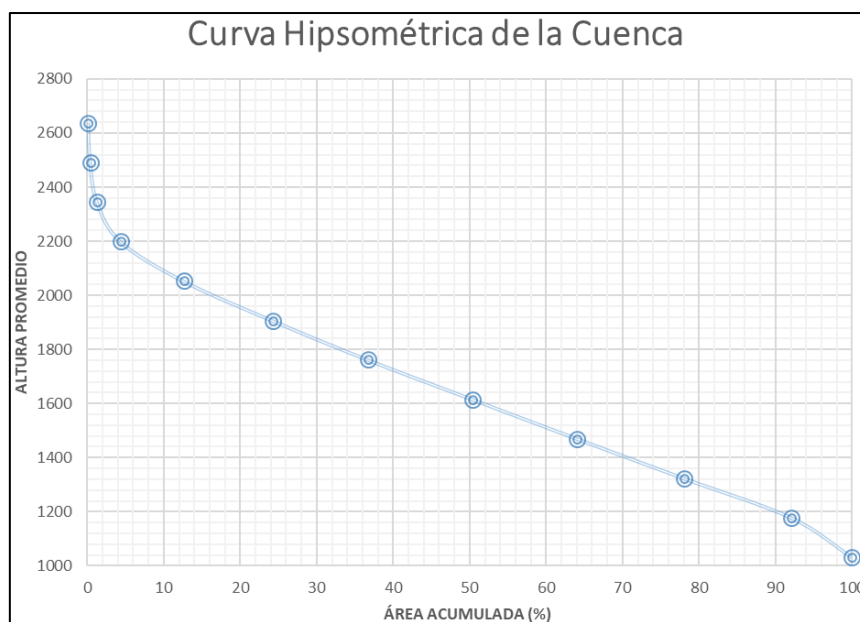


Figura 20. Curva Hipsométrica de la Cuenca

Elaborado: Autor

3.3.3.9 Centro de gravedad de la Cuenca

Para determinar su centro de gravedad de uso la herramienta ARCGIS, se calculó en la tabla de atributos de la cuenca su centroide tanto en X como en Y.

Coordenadas del Centroide: X = 743632.13, Y = 9594534.64

3.3.3.10 Uso del Suelo de la Cuenca

El uso de suelo es muy importante debido a que la escorrentía depende de las condiciones del suelo y de la capacidad de infiltración de este.

La determinación del uso del suelo se hizo gracias a la información cartográfica proporcionada por el GAD Municipal de Yantzaza.

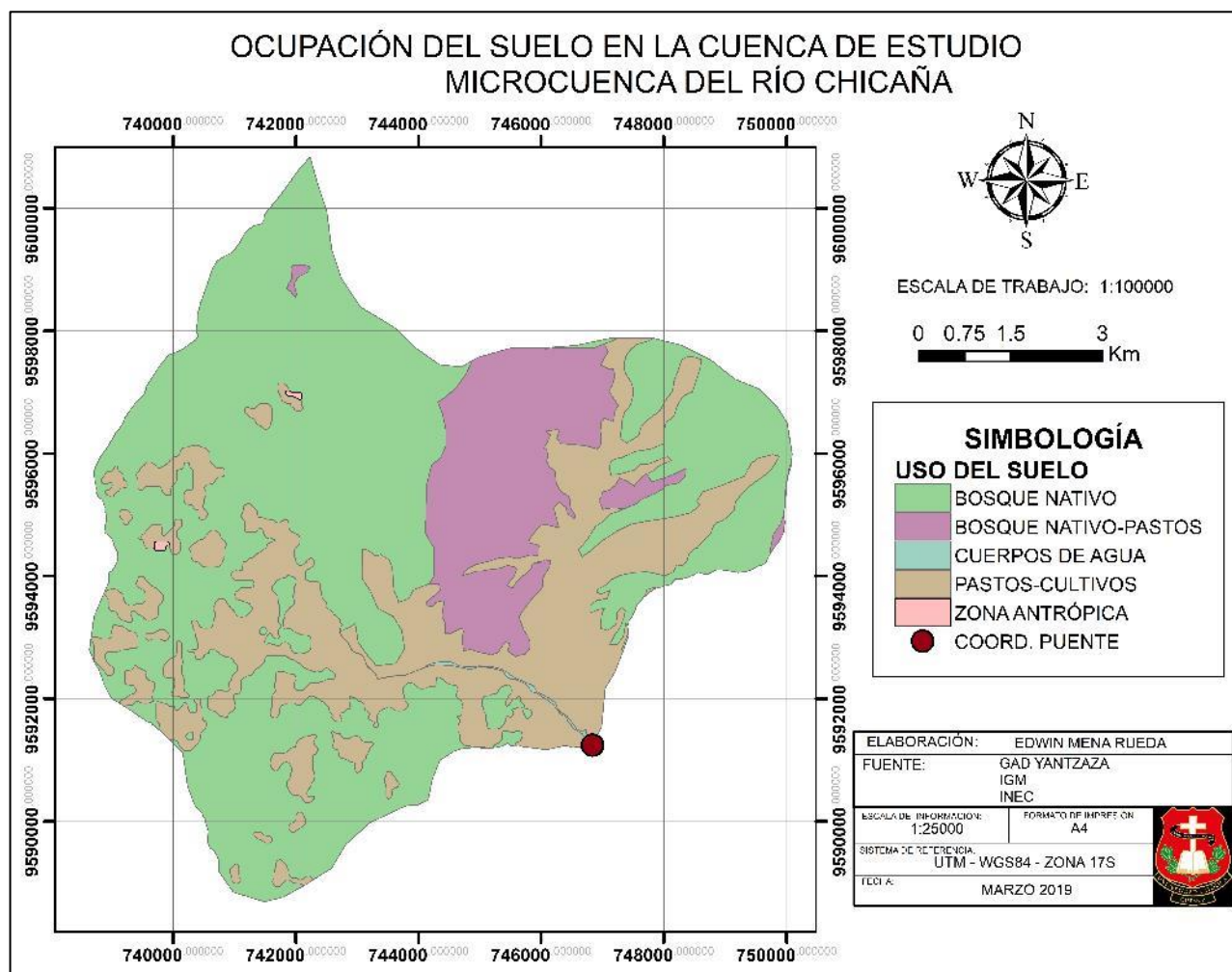


Figura 21. Ocupación del Suelo en la Cuenca de Estudio. Microcuenca del Río Chicaña

Elaborado: Autor

3.3.4 Determinación de Escorrentía

3.3.4.1 Método del SCS

El Soil Conservation Service (1972) estableció un método de cálculo de abstracciones de precipitación de una tormenta. La profundidad de exceso de precipitación directa (P_e) es siempre menor o igual a la de precipitación (P).

Al iniciar la escorrentía, la profundidad adicional del agua existente retenida en la cuenca (F_a) es igual o menor a la retención potencial máxima (S). Una determinada cantidad de precipitación

(Ia) que ocurre cuando existe una abstracción inicial antes del encharcamiento y no produce escorrentía inicialmente, seguido a esto ocurre la escorrentía potencial (P-Ia).

El SCS establece una hipótesis basada en relacionar dos cantidades reales y dos potenciales de la siguiente manera:

$$\frac{Fa}{S} = \frac{Pe}{(P - Ia)} \quad \text{Ecuación (1)}$$

Relacionando con:

$$Pe = Pe + Ia + S \quad \text{Ecuación (2)}$$

Tenemos:

$$Pe = \frac{(P - Ia)^2}{P - Ia + S} \quad \text{Ecuación (3)}$$

Se desarrolló múltiples una relación empírica en base a resultados de cuencas experimentales pequeñas y se obtuvo:

$$Ia = 0,2 S \quad \text{Ecuación (4)}$$

Al reemplazar en la ecuación (3) se obtuvo:

$$Pe = \frac{(P - 0,2 S)^2}{P - 0,8 S} \quad \text{Ecuación (5)}$$

Luego de un estudio de muchas cuencas donde se graficó (P) y (Pe), el SCS obtuvo curvas que para estandarizarlas definió un número CN: $0 \leq CN \leq 100$. Este rango representa el índice de permeabilidad del suelo, para superficies impermeables y superficies de agua CN=100 que indica que toda la precipitación se escurre, mientras que si $CN < 100$ existe filtración.

La retención potencial máxima (S) y el número de curva (CN) se relacionan de la siguiente manera:

$$S = \frac{1000}{CN} - 10 \quad \text{Ecuación (6)}$$

El valor de S está en pulgadas, al transformar al Sistema Internacional multiplicamos por 25,4 para obtener el resultado en milímetros:

$$S = 25,4 \left(\frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad \text{Ecuación (7)}$$

Para obtener el valor de CN se usa la clasificación de tipo de suelo y uso del suelo, en el tipo de suelo se reconocen cuatro grupos:

Grupo A: Arena Profunda, suelos profundos depositados por el viento, limos agregados.

Grupo B: Suelos poco profundos depositados por el viento, marga arenosa.

Grupo C: Margas arcillosas, margas arenosas poco profundas, suelos con bajo contenido orgánico y suelos con altos contenidos de arcilla.

Grupo D: Suelos que se expanden significativamente cuando se mojan, arcillas altamente plásticas y ciertos suelos salinos.

El SCS presenta la siguiente tabla que detalla los grupos de tipo de suelo.

Tabla 7. Clasificación Propuesta de grupos Hidrológicos del Suelo

Descripción	Grupo
Aluviones y coluviones actuales	A
Arenas y margas	B
Areniscas rojas, filitas, cuarcitas y pizarras	C
Basaltos	D
Calizas recristalizadas cremas	B
Calizas tableadas azules	B
Coluvial	A
Conos de deyección	A
Cuarcitas blancas, micaesquistos plateados y gneises albíticos	B
Cuarcitas micaceas	D
Diabasas	D
Dolomías negras y calizas	B
Filitas, cuarcitas y calcoesquistos	C
Glacis. Limos negros y rojos y cantos encostrados	C
Indiferenciado	C
Limos y arcillas rojas con episodios de caliche	C
Margas arenosas y margas	C
Margas blancas	D
Margas grises	D
Margas areniscas	B
Mármoles calizos y dolomíticos	C
Mármoles fajeados y mármoles blancos y crema	C
Micacitas con granates	C
Micaesquistos y cuarcitas	C
Pizarras micaceas y micacitas	D
Terrazas	B
Yesos	C

Fuente: Grupos hidrológicos del suelo, SCS, 1972.

Para encontrar en CN de la cuenca se usó la siguiente tabla del SCS, esta tabla corresponde a condiciones antecedentes de humedad AMC II, que corresponden a cuencas con condiciones de humedad normales de acuerdo a la tabla 5.5.1 (AMC, Clases de Antecedentes de Humedad por el método de Abstracciones de Lluvia del SCS) del libro “Hidrología Aplicada de Ven Te Chow”. Las condiciones de humedad AMC I corresponde a una cuenca en condiciones secas, mientras que AMC III corresponde a una cuenca en condiciones húmedas.

Tabla 8. Numero de curva de escorrentía para usos selectos de tierra agrícola, suburbana y urbana (condiciones antecedentes de humedad II, $I_a = 0,2 S$)

Descripción del suelo de la tierra	Grupo hidrológico del suelo			
	A	B	C	D
Tierra cultivada ¹ : sin tratamientos de conservación	72	81	88	91
con tratamientos de conservación	62	71	78	81
Pastizales: condiciones pobres	68	79	86	89
condiciones óptimas	39	61	74	80
Vegas de ríos: condiciones óptimas	30	58	71	78
Bosques: troncos delgados, cubierta pobre, sin hierbas,	45	66	77	83
cubierta buena ²	25	55	70	77
Áreas abiertas, césped, parques, campos de golf, cementerios, etc.				
óptimas condiciones: cubierta de pasto en el 75% o más	39	61	74	80
condiciones aceptables: cubierta de pasto en el 50 al 75%	49	69	79	84
Áreas comerciales de negocios (85% impermeables)	89	92	94	95
Distritos industriales (2% impermeables)	81	88	91	93
Residencial ³ :				
Tamaño promedio del lote	Porcentaje promedio impermeables ⁴			
1/8 acre o menos	65	77	85	90
1/4 acre	38	61	75	83
1/3 acre	30	57	72	81
1/2 acre	25	54	70	80
1 acre	20	51	68	79
Parqueaderos pavimentados, techos, accesos, etc. ⁵	98	98	98	98
Calles y Carreteras:				
Pavimentados con cunetas y alcantarillados	98	98	98	98
Grava	76	85	89	91
Tierra	72	82	87	89

1 para una descripción más detallada de los números de curva para usos agrícolas de la tierra, remitirse a Soil Conservation Service, 1972, Cap. 9.

2 una buena cubierta está protegida de pastizales, y los desechos del retiro de la cubierta del suelo.

3 los números de curva se calculan suponiendo que la escorrentía desde las casas y de los accesos se dirige hacia la calle, con un mínimo del agua del techo dirigido hacia el césped donde puede ocurrir infiltración adicional.

4 las áreas permeables restantes (césped) se consideran como pastizales en buena condición para estos números de curva.

5 en algunos países con climas más cálidos se puede utilizar 95 como número de curva.

Fuente: “Hidrología Aplicada” de Ven Te Chow, 1994. Tabla 5.5.2

3.3.4.2 Cálculo del Número de Curva CN

Para obtener el número de Curva se elaboró un mapa con la información Litológica de la Cuenca, de acuerdo a los estudios hechos por el GAD Municipal del Cantón Yantzaza para elaborar el Plan de Ordenamiento Territorial del Cantón.

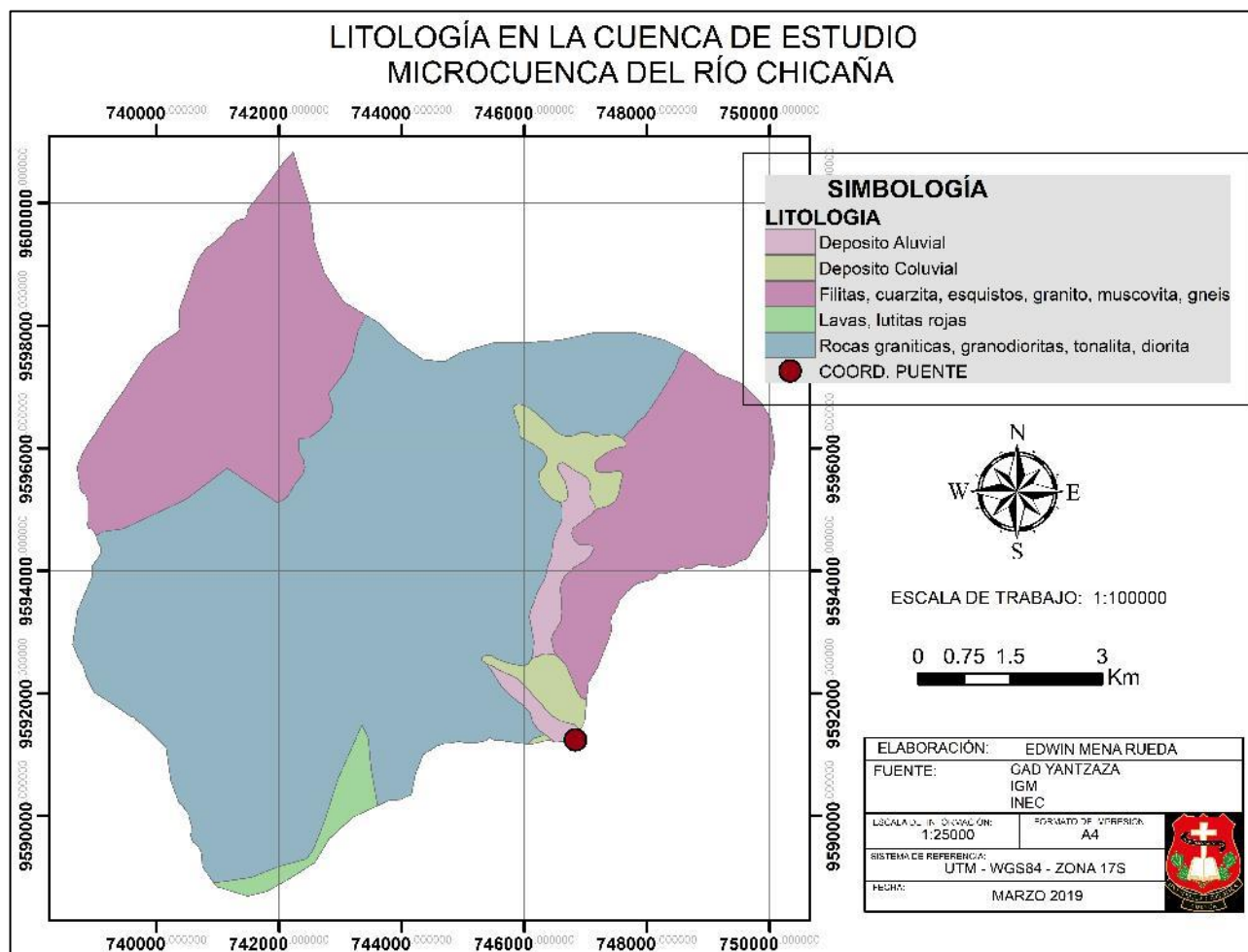


Figura 22. Litología en la Cuenca de Estudio. Microcuenca del Río Chicaña
Elaborado: Autor

De acuerdo a la composición litológica de la cuenca se elaboró la siguiente tabla en base a la clasificación de grupos hidrológicos del Suelo de la Tabla 6.

Tabla 9. Asignación del grupo hidrológico del suelo a la Litología de la Cuenca

N°	LITOLOGÍA	TIPO DE SUELO
1	Depósito Aluvial	A
2	Depósito Coluvial	A
3	Filitas, Cuarzita, esquistos, granito, muscovita, gneis	C

4	Lavas, Lutitas rojas	B
5	Rocas graníticas, tonalita, diorita	C

Elaborado: Autor

De acuerdo a la tabla 7 se procedió a asignar los valores de CN para todos los tipos de suelo y calcular su área con ayuda de la herramienta ARCGIS.

Tabla 10. Asignación del CN a la ocupación del Suelo

OCUPACIÓN DE SUELO	DESCRIPCIÓN	GRUPO HIDROLÓGICO DEL SUELO				Área (Km ²)
		A	B	C	D	
Bosques. Cubierta Buena	Bosque Nativo	25	55	70	77	44,25463
Bosques: cubierta Pobre	Bosque Nativo Intervenido	45	66	77	83	10,05996
Superficie agua	Cuerpos de Agua	100	100	100	100	0,109255
Pastizales: condiciones Pobres	Pasto Cultivado	68	79	86	89	20,37314
Áreas Abiertas	Zona Antrópica	49	69	79	84	0,05279
Calles: Grava	Caminos con firme	75	85	89	91	0,085025
					Σ =	74,9348

Elaborado: Autor

Como siguiente paso se calculó en área que se encuentra en intersección entre cada una de las clases de ocupación del suelo y la litología de la cuenca, este cálculo se lo realizó en el programa ARCGIS mediante la herramienta "Intersección".

Tabla 11. Obtención del área intersecada entre la Ocupación del suelo y la Litología.

		ÁREA (Km ²)				
OCUPACIÓN DE SUELO	DESCRIPCIÓN	LITOLOGÍA				
		Depósito Aluvial	Depósito Coluvial	Filitas, Cuarzita, esquistos, granito, muscovita, gneis	Lavas, Lutitas rojas	Rocas graníticas, tonalita, diorita
Bosques. Cubierta Buena	Bosque Nativo	0,048812	0,038953	18,812335	1,109643	23,363024

Bosques: cubierta Pobre	Bosque Nativo Intervenido	0,030373	0,457065	0,302639	0,000000	9,069413
Superficie agua	Cuerpos de Agua	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,107078
Pastizales: condiciones Pobres	Pasto Cultivado	1,577700	1,669459	4,096870	1,577700	12,538662
Áreas Abiertas	Zona Antrópica	0,000000	0,000000	0,000000	0,000000	0,029692
Calles: Tierra	Caminos con firme	0,000000	0,000000	0,022052	0,000000	0,083331
$\Sigma =$						74,9348

Elaborado: Autor

Una vez obtenidos los porcentajes de área para cada tipo de clasificación se procedió a obtener CN de acuerdo a la tabla de uso de suelo de Ven Te Chow, el producto de este valor por el porcentaje de área de la cuenca se obtiene el CN parcial para cada uno de los para cada tipo de suelo, la sumatoria de todos los CN parcial da como resultado el CN requerido como se demuestra en la siguiente tabla.

Tabla 12. Cálculo del CN de la Cuenca

OCUPACIÓN DE SUELO	DESCRIPCIÓN	LITOLOGÍA					CN PARCIAL					Σ (CN PARCIAL)
		Depósito Aluvial	Depósito Coluvial	Filitas, Cuarzita, esquistos, granito, muscovita, gneis	Lavas, Lutitas rojas	Rocas graníticas, tonalita, diorita						
Bosques. Cubierta Buena	Bosque Nativo	25	25	70	55	70	0,0122	0,0097	13,169	0,6103	16,354	30,155
Bosques: cubierta Pobre	Bosque Nativo Intervenido	45	45	77	66	77	0,0137	0,2057	0,233	0	6,9834	7,436
Superficie agua	Cuerpos de Agua	100	100	100	100	100	0	0	0	0	0	0,107
Pastizales: condiciones Pobres	Pasto Cultivado	68	68	86	79	86	1,0728	1,1352	3,5233	1,2464	10,783	17,761
Áreas Abiertas	Zona Antrópica	49	49	79	69	79	0	0	0	0	0,0235	0,023
Calles: Tierra	Caminos con firme	75	75	89	85	89					0,0742	0,074
										CN:	55,557	

Elaborado: Autor

Al reemplazar CN en la ecuación (7) tenemos:

$$S = 25,4 \left(\frac{1000}{55,557} - 10 \right)$$

$$S = 203,188$$

Reemplazando S en la ecuación (4) tenemos:

$$Ia = 0,2 (249,579)$$

$$Ia = 40.6376$$

3.3.5 Factores Hidrológicos de la Cuenca

3.3.5.1 Índice de forma de la Cuenca

La forma de la cuenca desempeña un factor fundamental en el comportamiento hidrológico, de la forma de la cuenca depende el tiempo de recorrido de los escurrimientos.

3.3.5.1.1 Factor de Forma K_f

Es el resultado de la razón del área de la cuenca y el cuadrado de su largo axial que es la longitud del cauce principal desde el borde más distante hasta el punto de salida de la cuenca.

$$K_f = \frac{A}{L^2} \quad \text{Ecuación (8)}$$

Para encontrar el K_f de nuestra cuenca reemplazamos los valores y obtenemos:

$$K_f = \frac{74,934876 \text{ Km}^2}{(15,562 \text{ Km})^2}$$

$$K_f = 0,309442$$

3.3.5.1.2 Coeficiente de Forma o Compacidad de la Cuenca k_c

Se define como la relación entre el perímetro de la cuenca y la circunferencia de un círculo con la misma área de la cuenca, cuando el número adimensional obtenido de esta relación es más cercano a uno, más circular es la cuenca, si este es el mayor posible indica que la cuenca es alargada.

$$k_c = 0,28 \frac{P}{A^{\frac{1}{2}}} \quad \text{Ecuación (9)}$$

Para nuestra cuenca tenemos:

$$k_c = 0,28 \frac{39,0926 \text{ Km}}{(74,934876 \text{ Km}^2)^{\frac{1}{2}}}$$

$$k_c = 1,2645$$

3.3.5.2 Tiempo de Concentración de la Cuenca

Se define al tiempo de concentración como el mínimo necesario para que desde todos los puntos de la cuenca fluya agua de escorrentía simultáneamente hasta el punto de interés o de salida de la cuenca, es decir el tiempo empleado desde el punto más alejado hasta su salida.

El método más usado para determinar este parámetro es el de Kirpich, mediante la siguiente fórmula:

$$T_c = 0,97 \left[\frac{(L)^3}{D} \right]^{0,385} \quad \text{Ecuación (10)}$$

Dónde:

T_c = Tiempo de Concentración (min)

L= Longitud Máxima del Cauce Principal (Km3)

D = Desnivel o Declive de la Cuenca (m)

Reemplazamos los datos de nuestra cuenca en la fórmula para obtener:

$$T_c = 0,97 \left[\frac{(15,562)^3}{760} \times 3,28084 \right]^{0,385}$$

$$T_c = 2,8389 \text{ horas} \approx 170,33 \text{ minutos}$$

3.3.5.3 Tiempo de Retardo de la Cuenca

Corresponde al tiempo transcurrido desde el centro de gravedad del Hietograma de Precipitación Neta hasta la punta del Hidrograma. Asume que el rezago es constante para una cuenca ya que depende de las características morfológicas propias. El tiempo de retardo o rezago del modelo SCS está definido por la siguiente por la fórmula:

$$T_R = \frac{3}{5} T_c \quad \text{Ecuación (11)}$$

Reemplazando los datos obtenidos tenemos:

$$T_R = \frac{3}{5} 2,8389 \text{ Horas}$$

$$T_R = 1,70334 \text{ Horas} \approx 102,20 \text{ minutos}$$

En el siguiente gráfico se definen algunos parámetros analizados en el estudio hidrológico.

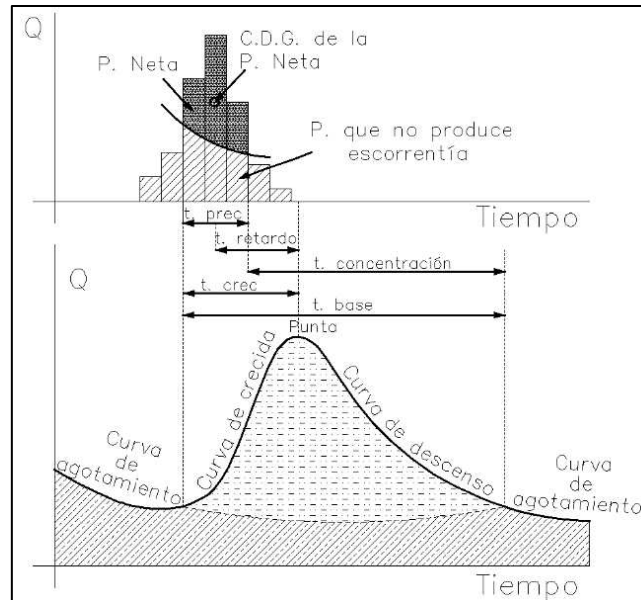


Figura 23. Representación Gráfica Real de un Hidrograma de Precipitación a partir de un Hidrograma
Elaborado: Autor

3.3.6 Análisis Hidrometeorológico

En este análisis se recopilamos los datos de precipitación máxima anual de las estaciones más cercanas a la cuenca de estudio, se usó la información de las estaciones pluviométricas más cercanas al proyecto del puente, la estación Yantzaza se encuentra ubicada en la ciudad de Yantzaza y está ubicada a 13,92 km de las coordenadas del puente. Los datos publicados por el INAMHI a través de los anuarios meteorológicos son incompletos para la estación de Yantzaza, por lo tanto, se ubicó también la estación pluviométrica El Pangui que está ubicada a 28,925 Km de las coordenadas del puente que está ubicada a similar cota de la estación de Yantzaza y los dos se encuentran a similar cota de la zona de la microcuenca del río Chicaña.

3.3.6.1 Precipitación máxima en 24 Horas

Esta precipitación se obtiene de los anuarios meteorológicos del INAMHI y constituyen la precipitación máxima en 24 horas que se registró en las estaciones durante un año.

Tabla 13. Datos de las Estaciones Meteorológicas

ESTACIÓN	M0190	M502
NOMBRE	YANTZAZA	EL PANGUI
TIPO	CO (Climatológica Ordinaria)	PV (Pluviométrica)
LATITUD	3° 50' 15" S	3° 38' 47" S
LONGITUD	78° 45' 1" W	78° 34' 18" W
ALTITUD	830	820
CODIGO DE CUENCA	280	280
CUENCA	SANTIAGO	SANTIAGO
DEMARCACIÓN HIDROGRÁFICA	SANTIAGO	SANTIAGO
PROVINCIA	ZAMORA CHINCHIPE	ZAMORA CHINCHIPE
CANTÓN	YANTZAZA	EI PANGUI
INSTITUTO PROPIETARIO	INAMHI	INAMHI

Elaborado: Autor. Fuente: INAMHI

Luego de ubicar las estaciones activas más cercanas a la cuenca de estudio se obtuvo los datos de precipitación máxima diaria anual de los anuarios hidrológicos del Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología (INAMHI) resumidos en la siguiente tabla:

Tabla 14. Precipitación Máxima en 24 Horas Anual

YANTZAZA		EL PANGUI	
AÑO	P.M.D.A (mm)	AÑO	P.M.D.A (mm)
1990	79.4	1990	49.2
1991	65.7	1992	65.7
1993	92.2	1993	63.4
1994	75.2	1995	52.7
1995	90.9	1996	39.4
1998	86	1997	65.1
2007	55.7	2000	46.8
2008	55.2	2002	60.5
2009	71.6	2008	48.5
2010	59.6		
2011	63.7		

Elaborado: Autor. Fuente: INAMHI

3.3.6.2 Método Estadístico de Análisis de Gumbel

Se supone tener N muestras con n eventos, al seleccionar un máximo x de los n eventos de cada muestra, se demuestra que a medida que n aumenta, la función de distribución de probabilidad de x tiende a la siguiente ecuación:

$$F(x) = e^{-e^{-d(x-\mu)}} \quad \text{Ecuación (12)}$$

Dónde:

$F(x)$ = Frecuencia Teórica acumulada

e = Número de Euler o base del logaritmo natural

x = Valor asumido por la variable aleatoria

“ d ” y “ u ” = Parámetros

Al despejar x de la ecuación (12) obtenemos:

$$x = u - \frac{\ln[-\ln(F(x))]}{d} \quad \text{Ecuación (13)}$$

Los parámetros se obtienen por las siguientes fórmulas:

$$\mu = \bar{x} - 0,450047 S \quad \text{Ecuación (14)}$$

$$d = \frac{S\sqrt{6}}{\pi} \quad \text{Ecuación (15)}$$

Dónde:

\bar{x} : Promedio Aritmético

S : Desviación Estándar

En las siguientes tablas se efectuará el cálculo de las precipitaciones para diferentes períodos de diseño, una vez obtenido el dato de precipitación final para el período de retorno se calcula la corrección del intervalo fijo, esta corrección se calcula en base al criterio de L.L Weiss, quien en 1964 desarrollo un estudio de miles de estaciones-año de datos de precipitaciones, obtuvo mediante análisis probabilísticos que las lluvias máximas anuales tomadas en un único y fijo intervalo de observación, para cualquier duración comprendida entre 1 y 24 horas, al incrementarlas un 13 % conducían valores más aproximados a los obtenidos con las lluvias máximas verdaderas.

Por lo tanto, para obtener datos más reales se procedió a multiplicar las precipitaciones obtenidas para los períodos de retorno por 1,13.

Tabla 15. Cálculo de la precipitación para diferentes periodos de Retorno, Estación Yantzaza

N°	Año	Precipitación (mm)		Cálculo de Variables Probabilísticas	
		x_i	$(x_i - \bar{x})^2$		
1	1990	79,4	50,5392	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$	72,29091 Mm
2	1991	65,7	43,4401		
3	1993	92,2	396,3719		
4	1994	75,2	8,4628	$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{x})^2}{n-1}}$	13,54898 Mm
5	1995	90,9	346,2983		
6	1998	86	187,9392		
7	2007	55,7	275,2583		
8	2008	55,2	292,0992	$d = \frac{s\sqrt{6}}{\pi}$	0,09466
9	2009	71,6	0,4774		
10	2010	59,6	161,0592		
11	2011	63,7	73,8037	$\mu = \bar{x} - 0,450047 s$	66,19323 mm
N° 11	Σ	795,2	1835,7491		

Período de Retorno	Variable Reducida	Probabilidad de Ocurrencia	Precipitación (mm)	Corrección del Intervalo Fijo (mm)
2	0,367	0,5	70,065	79,174
5	1,500	0,8	82,039	92,704
10	2,250	0,9	89,966	101,662
25	3,199	0,96	99,983	112,981
50	3,902	0,98	107,414	121,377
100	4,600	0,99	114,790	129,712
500	6,214	0,998	131,834	148,973

Elaborado: Autor**Tabla 16. Cálculo de la precipitación para diferentes periodos de Retorno, Estación El Pangui**

N°	Año	Precipitación (mm)		Cálculo de Variables Probabilísticas	
		x_i	$(x_i - \bar{x})^2$		
1	1990	49,2	29,0401	$\bar{x} = \frac{\sum_{i=1}^n X_i}{n}$	54,589 mm
2	1992	65,7	123,4568		
3	1993	63,4	77,6357		
4	1995	52,7	3,5679	$S = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^n (X_i - \bar{x})^2}{n-1}}$	9,404 mm
5	1996	39,4	230,7023		
6	1997	65,1	110,4835		
7	2000	46,8	60,6668		
				$d = \frac{s\sqrt{6}}{\pi}$	0,13638

8	2002	60,5	34,9412		
9	2008	48,5	37,0746		
N° 9	Σ	491,3	707,5689	$\mu = \bar{x} - 0,450047 \text{ s}$	50,356 mm
Período de Retorno	Variable Reducida	Probabilidad de Ocurrencia	Precipitación (mm)	Corrección del Intervalo Fijo (mm)	
2	0,367	0,5	53,044	59,940	
5	1,500	0,8	61,355	69,331	
10	2,250	0,9	66,858	75,549	
25	3,199	0,96	73,810	83,406	
50	3,902	0,98	78,968	89,234	
100	4,600	0,99	84,088	95,019	
500	6,214	0,998	95,919	108,389	

Elaborado: Autor

3.3.6.3 Precipitación de Diseño

La precipitación de Diseño se calcula de acuerdo al número de estaciones analizadas. La importancia de la construcción de un puente hace que el periodo de diseño sea de 100 años, por lo tanto, la precipitación e intensidad de precipitación de diseño es para un período de retorno de 100 años.

$$P_{Diseño} = \sum \frac{P_i}{n} \quad \text{Ecuación (16)}$$

$$P_{Diseño} = \sum \frac{129.712312 + 95.0194334}{2}$$

$$P_{Diseño} = 112,364 \text{ mm}$$

3.3.6.4 Intensidad de Precipitación de Diseño

Se define como la cantidad de agua lluvia que cae en un determinado punto, por unidad de tiempo y ésta es inversamente proporcional a la duración de la tormenta.

$$Intensidad = \frac{P_{Diseño}}{\text{Duración de } P_{Diseño}} \quad \text{Ecuación (17)}$$

$$Intensidad = \frac{112,364 \text{ mm}}{24 \text{ horas}}$$

$$Intensidad = 4,68 \text{ mm/hora}$$

3.3.6.5 Curvas Intensidad, Duración y Frecuencia (IDF)

Las Curvas IDF son una herramienta de diseño que relacionan la intensidad de la lluvia, su duración y la frecuencia con la que teóricamente se presentan o su período de retorno.

Para elaborar estas curvas se recurre a las ecuaciones elaboradas por el INAMHI en el documento denominado “Determinación de Ecuaciones para el Cálculo de Intensidades Máximas de Precipitación”, la actualización de este estudio corresponde al año 2015, este documento presenta las ecuaciones IDF en función de la precipitación Máxima en 24 horas, para desarrollar las ecuaciones el INAMHI zonifica las intensidades de precipitación en mapas, y asigna a cada zona un número para al cual le corresponde una ecuación, nuestra cuenca de estudio se encuentra dentro del mapa de la demarcación de la Cuenca del Santiago y le corresponde el número 68, para las estaciones del Yantzaza y el Pangui, estas ecuaciones son:

Para una duración de 5 min < 47,27 min:

$$I_{TR} = 62,854 * Id_{TR} * t^{-0,344} \quad \text{Ecuación (18)}$$

Para una duración de 47,27 min < 1440 min:

$$I_{TR} = 386,42 * Id_{TR} * t^{-0,815} \quad \text{Ecuación (19)}$$

Dónde:

I_{TR} = Intensidad diaria para un período de retorno (mm/h)

Id_{TR} = Intensidad diaria para un período de retorno (mm/h)

t = Tiempo de duración de la lluvia (min)

En nuestro caso elaboraremos las curvas IDF a partir de un tiempo de duración de 60 minutos, para este caso corresponde la ecuación (19).

Para generar las curvas IDF es necesario calcular las intensidades diarias de precipitación para los períodos de retorno con la información de precipitación de diseño obtenida anteriormente se determinó las intensidades diarias en la siguiente tabla:

Tabla 17. Obtención de la Intensidad Diaria de Precipitación

Período de Retorno (Años)	Precipitación de Diseño (mm)	Intensidad Diaria de P. de Diseño (mm/h)
2	69.55660295	2.898191789

5	81.01747998	3.375728333
10	88.60557782	3.691899076
25	98.19315956	4.091381648
50	105.3057754	4.387740641
100	112.3658728	4.681911366
500	128.6806801	5.361695003

Elaborado: Autor

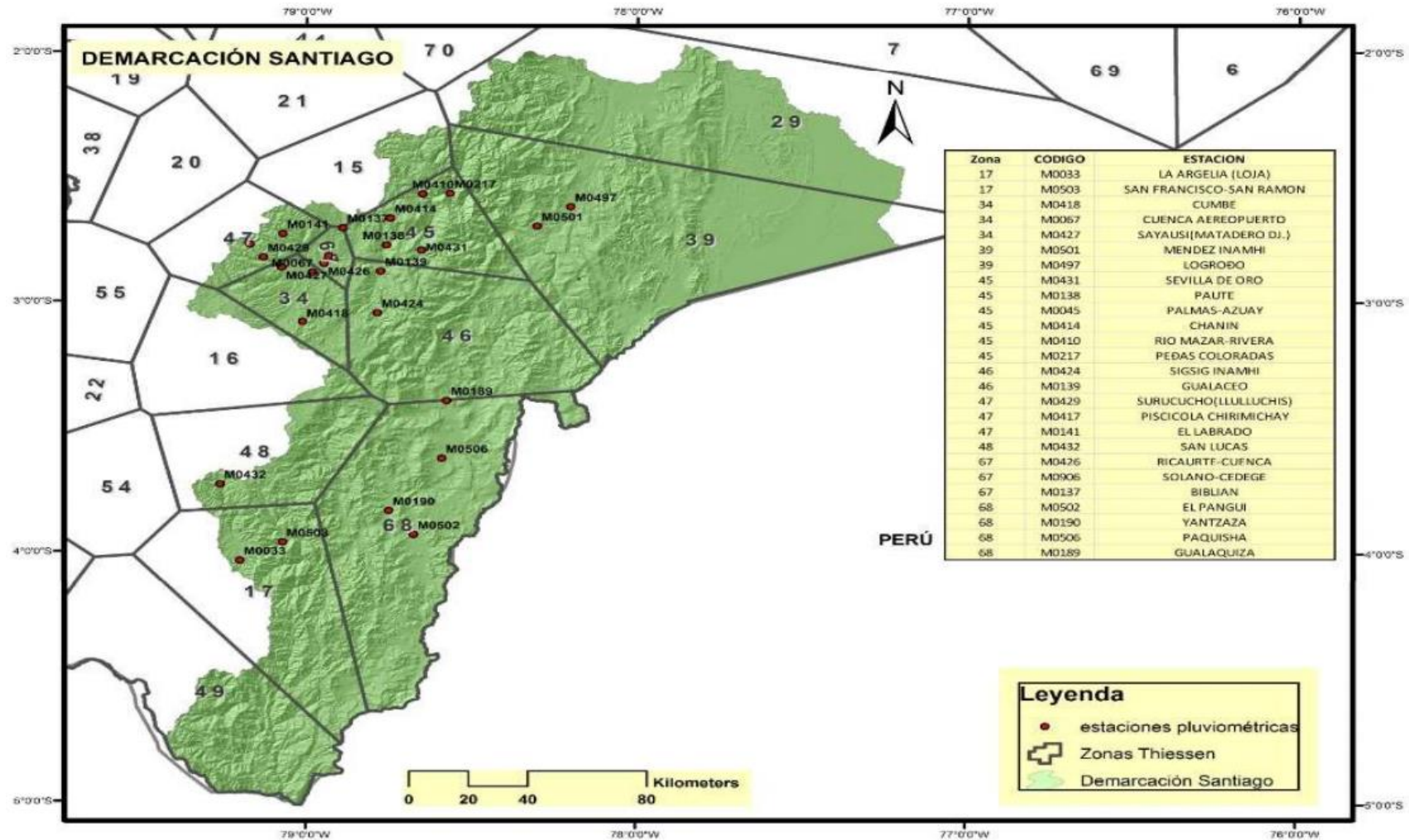


Figura 24. Demarcación de la Cuenca del Santiago
 Fuente: Instituto Nacional de Meteorología e Hidrología INAMHI, 2015.

Tabla 18. Obtención de la intensidad diaria para un período de retorno mediante la ecuación (19)

T	Tiempo (minutos y horas)																							
	60 1	120 2	180 3	240 4	300 5	360 6	420 7	480 8	540 9	600 10	660 11	720 12	780 13	840 14	900 15	960 16	1020 17	1080 18	1140 19	1200 20	1260 21	1320 22	1380 23	1440 24
2 años	39,85	22,65	16,28	12,88	10,74	9,25	8,16	7,32	6,65	6,10	5,65	5,26	4,93	4,64	4,38	4,16	3,96	3,78	3,62	3,47	3,33	3,21	3,10	2,99
5 años	46,42	26,39	18,96	15,00	12,50	10,78	9,51	8,53	7,74	7,11	6,58	6,13	5,74	5,40	5,11	4,85	4,61	4,40	4,21	4,04	3,88	3,74	3,61	3,48
10 años	50,77	28,86	20,74	16,40	13,68	11,79	10,40	9,32	8,47	7,77	7,19	6,70	6,28	5,91	5,59	5,30	5,04	4,81	4,61	4,42	4,25	4,09	3,94	3,81
25 años	56,26	31,98	22,98	18,18	15,16	13,06	11,52	10,33	9,39	8,61	7,97	7,42	6,96	6,55	6,19	5,87	5,59	5,34	5,11	4,90	4,71	4,53	4,37	4,22
50 años	60,34	34,30	24,65	19,49	16,25	14,01	12,35	11,08	10,07	9,24	8,55	7,96	7,46	7,02	6,64	6,30	5,99	5,72	5,48	5,25	5,05	4,86	4,69	4,53
100 años	64,38	36,60	26,30	20,80	17,34	14,95	13,18	11,82	10,74	9,86	9,12	8,50	7,96	7,49	7,08	6,72	6,40	6,11	5,84	5,60	5,38	5,18	5,00	4,83
500 años	73,73	41,91	30,12	23,82	19,86	17,12	15,10	13,54	12,30	11,29	10,45	9,73	9,12	8,58	8,11	7,70	7,33	6,99	6,69	6,42	6,17	5,94	5,73	5,53

Elaborado: Autor

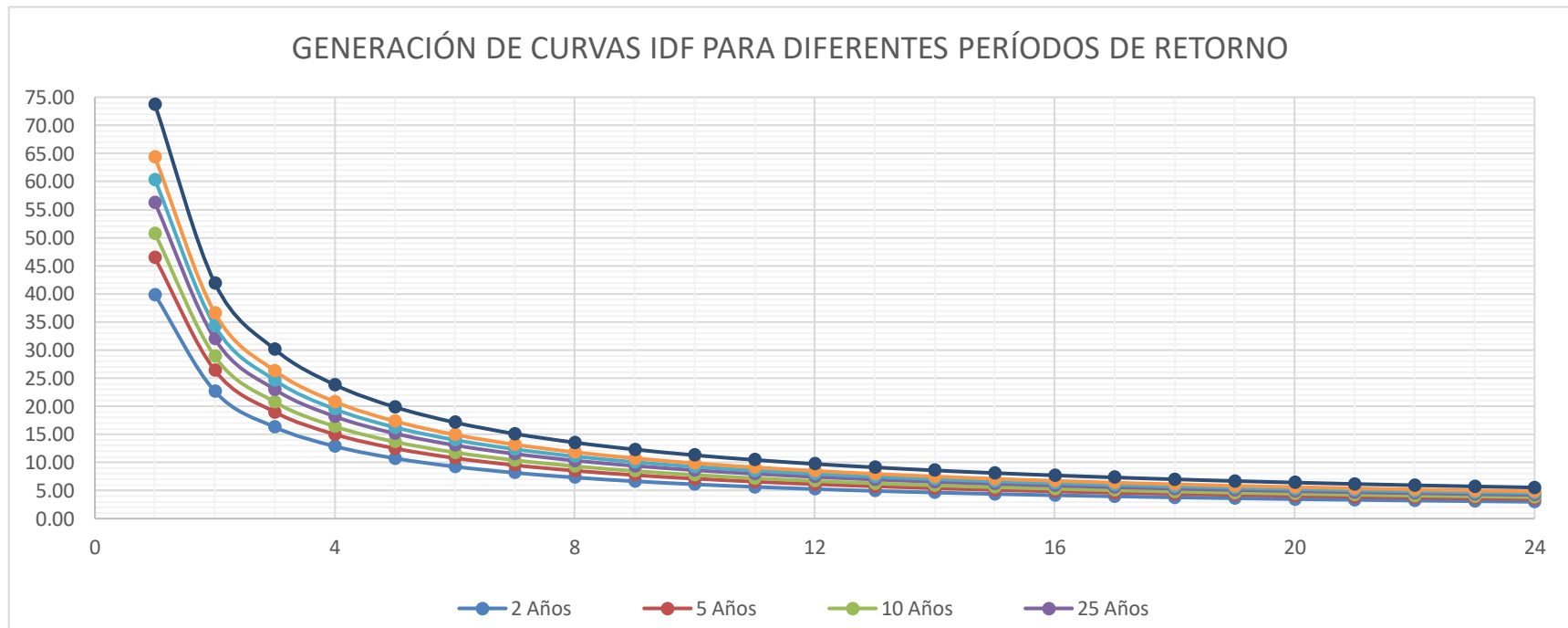


Figura 25. Generación de Curvas IDF para Diferente Períodos de Retorno

Elaborado: Autor

3.3.6.6 Hietograma de Tormenta

Representa gráficamente la precipitación o intensidad de lluvia, en un intervalo de tiempo, en función del tiempo.

Para generar el Hietograma se parte de las curvas IDF, para este caso se usará el período de retorno de 100 años, para calcular la precipitación se multiplica el valor obtenido de la intensidad de lluvia en la tabla (13) por cada período de tiempo que se desee obtener.

Tabla 19. Hietograma de Tormenta

T (Horas)	Intensidad (I) mm/hora	Precipitación (P) (mm)	Incremento de Precipitación (ΔT)
1	64.38	64.38386	64.38386
2	36.60	73.19266	8.80880
3	26.30	78.89408	5.70142
4	20.80	83.20666	4.31258
5	17.34	86.71345	3.50679
6	14.95	89.68813	2.97469
7	13.18	92.28267	2.59453
8	11.82	94.59075	2.30808
9	10.74	96.67449	2.08374
10	9.86	98.57732	1.90283
11	9.12	100.33089	1.75357
12	8.50	101.95899	1.62811
13	7.96	103.48003	1.52103
14	7.49	104.90850	1.42848
15	7.08	106.25611	1.34760
16	6.72	107.53237	1.27626
17	6.40	108.74519	1.21282
18	6.11	109.90120	1.15601
19	5.84	111.00599	1.10480
20	5.60	112.06437	1.05838
21	5.38	113.08046	1.01609
22	5.18	114.05786	0.97739
23	5.00	114.99969	0.94183
24	4.83	115.90871	0.90903

Elaborado: Autor

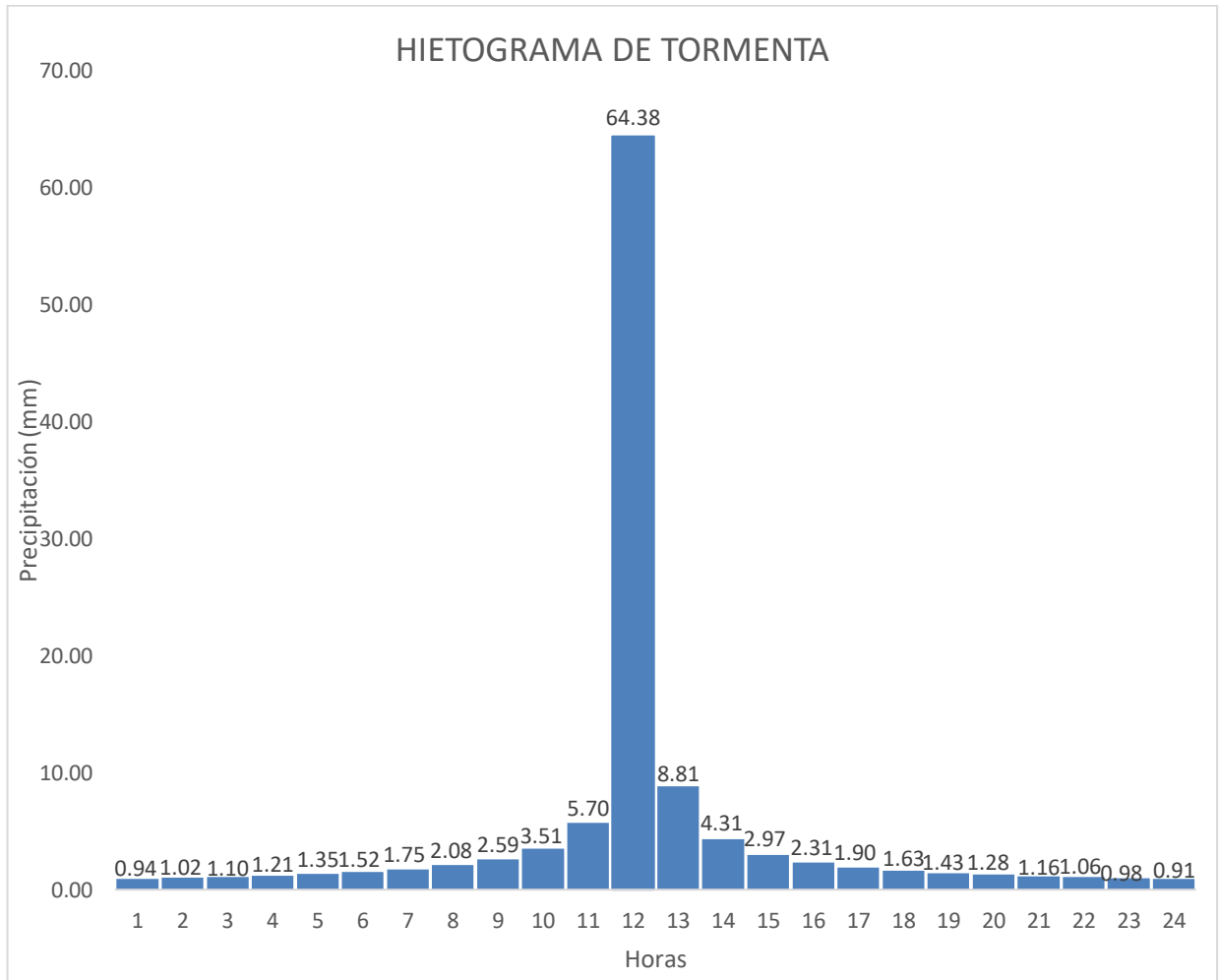


Figura 26. Hietograma de Tormenta
Elaborado: Autor

3.3.7 Cálculo del Caudal Máximo

Es el caudal máximo esperado luego de una precipitación de tormenta para un cierto período de retorno dado.

El caudal máximo se calculó de acuerdo al Hietograma de Tormenta para un período de retorno de 100 años.

3.3.7.1 Modelamiento Hidrológico de la Cuenca usando el programa HEC-HMS

El Sistema de Modelado Hidrológico (HEC-HMS) está diseñado para simular los procesos hidrológicos completos de los sistemas de cuencas hidrográficas dendríticas.

El programa fue desarrollado por el Centro de Ingeniería Hidrológica del Cuerpo de Ingenieros de la Armada de los Estados Unidos, este programa es de gran ayuda, permite conectar su interfaz con a un sistema de Información Geográfica, para nuestro caso el programa ARCGIS.

Para el modelamiento de nuestra cuenca en el programa se lo hizo según el Método de Pérdidas del SCS del Número de Curvas, se ingresó los datos del Hietograma de tormenta para un período de retorno de 100 años obtenido en la tabla 18, se ingresó como datos el área de la cuenca, la abstracción inicial (Ia), el número de curva calculado, el LAG o tiempo de retardo de la cuenca (Tr), además para el análisis final se agregó a las 24 horas de tiempo de precipitación el tiempo de concentración de la cuenca calculado para tener un caudal más exacto debido a que luego de la precipitación existe un tiempo prolongado de escurrimiento de la cuenca.

Tabla 20. Datos Ingresados en el software HEC-HMS

Área:	74.9349 Km ²
Tiempo de Retención (Tr):	170.33 min
Abstracción Inicial (Ia):	40.6376 mm
Número de Curva (CN):	55.557

Elaborado: Autor

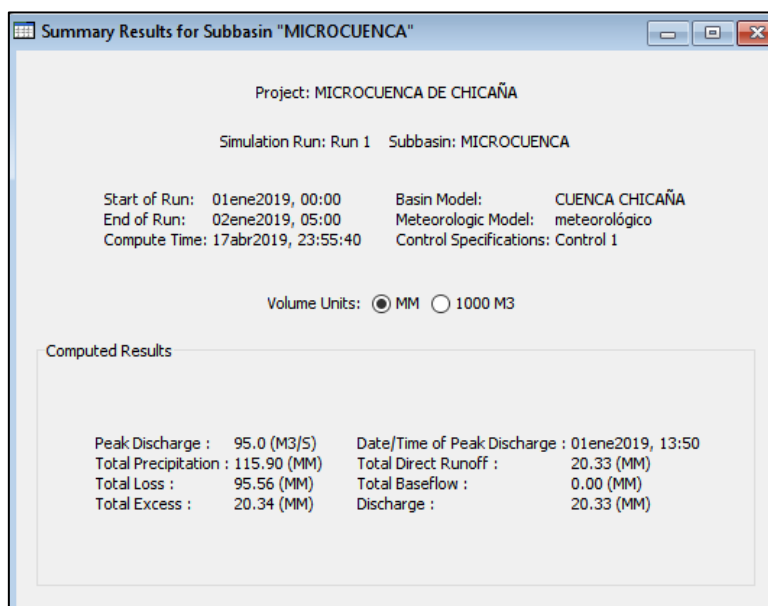


Figura 27. Resumen de los Resultados Obtenidos

Elaborado: Autor

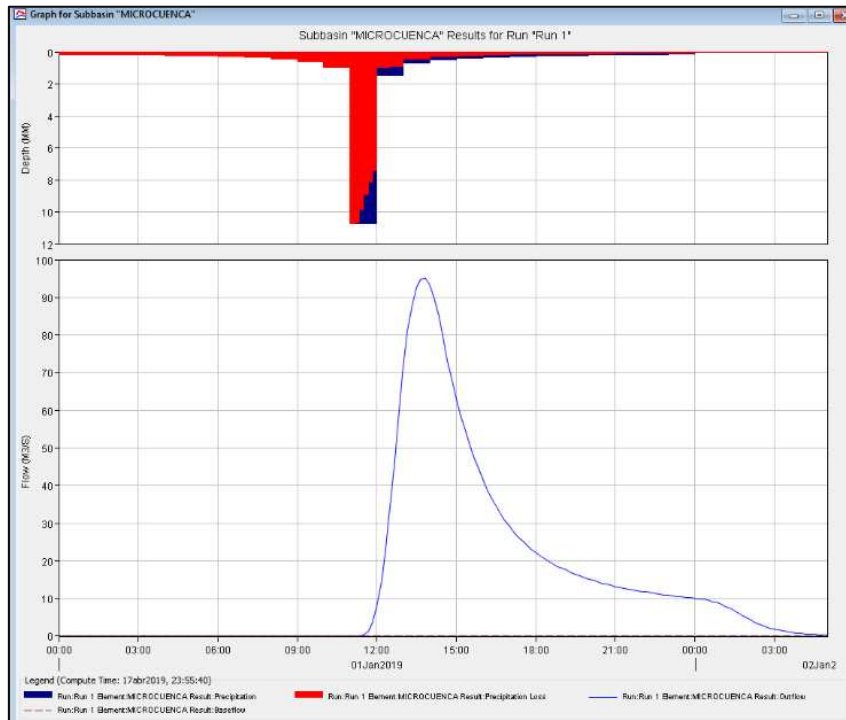


Figura 28. Hietograma versus Caudal Máximo
Elaborado Autor

Como resultado de la modelación hidrológica tenemos que el caudal máximo o caudal pico para un período de retorno de 100 años es: **Caudal Máximo = 95 m³/s.**

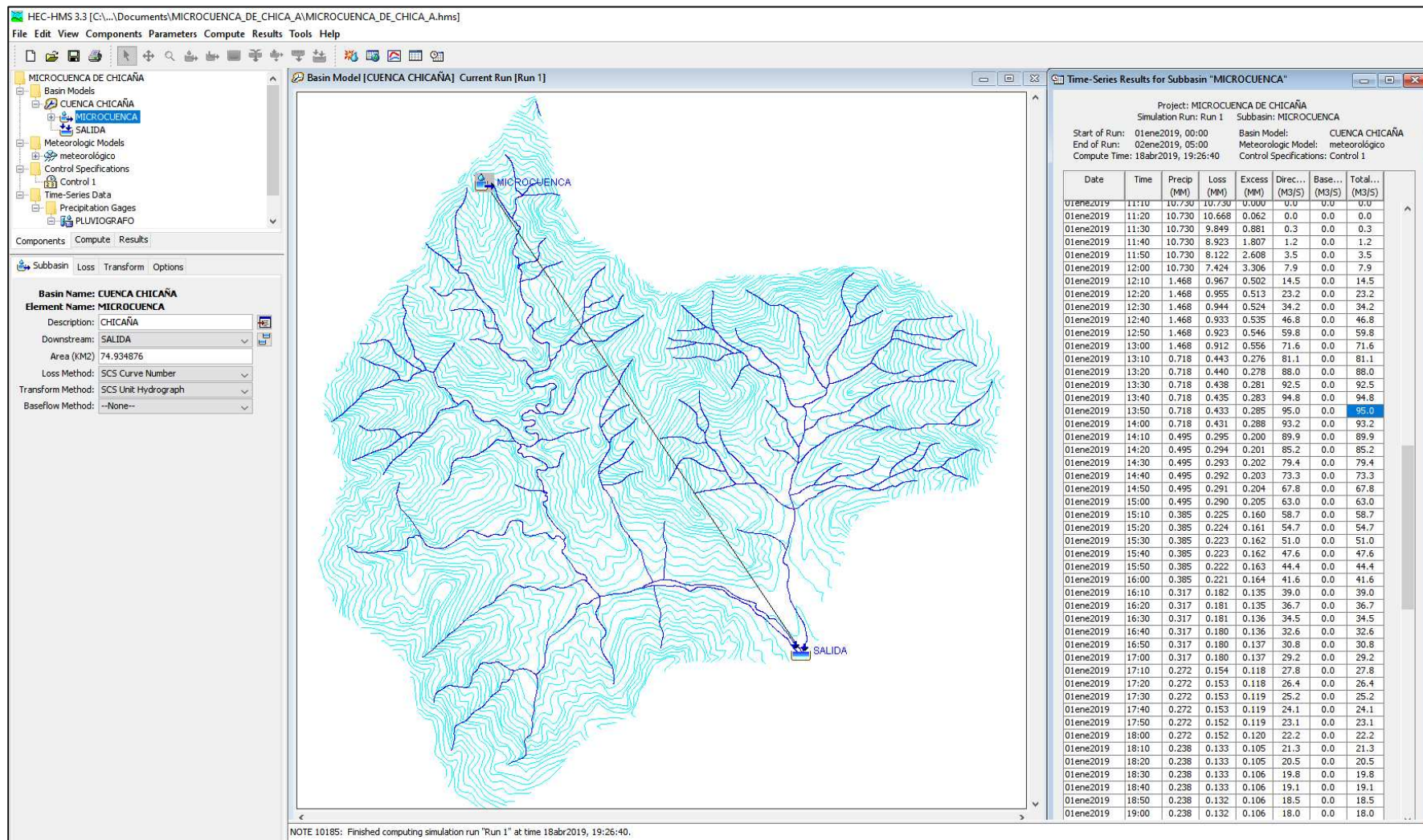


Figura 29. Resultado Globales Obtenidos
 Elaborado: Autor

3.4 ESTUDIO HIDRAÚLICO

3.4.1 Introducción

Este estudio permite estimar las condiciones hidráulicas que se requieran junto con su geometría insumos necesarios para su diseño definitivo.

Para el análisis hidráulico se utilizó el levantamiento topográfico en la zona de estudio, en este levantamiento para la generación de curvas de nivel de nivel se tomó puntos estratégicos mediante el uso de la estación total para generar el mejor detallado posible del relieve del terreno y del río Chicaña, se tomó puntos tanto en el límite izquierdo y derecho del cauce como también en el fondo del río, a partir de estos datos se generó las curvas de nivel y posteriormente las secciones transversales tomadas desde eje del río 40 metros a cada lado, se tomó esta distancia ya que la topografía del terreno presenta un relieve bastante regular al encontrarse en la región amazónica donde las cuencas bajas de los ríos generan pequeños valles relativamente planos.

Las secciones transversales fueron generadas mediante el uso del software CIVIL 3D, separadas 5 metros cada una, se hizo el levantamiento topográfico longitudinalmente 80 metros aguas arriba de la posible ubicación del puente y 80 metros aguas abajo del mismo.

Para determinar el nivel de altura o cota máxima de inundación en el tramo de interés se usó el software HEC-RAS, mediante la información obtenida de los perfiles topográficos en el CIVIL 3D para ser exportados al programa HEC-RAS.

En este estudio además se debe determinar la socavación generada en los bastiones, su profundidad mínima de cimentación del puente en función de la profundidad de socavación potencial estimada.

En nuestro estudio se hace necesario conocer el nivel de creciente máxima y la profundidad de socavación en la sección transversal de la abscisa 80 del perfil longitudinal del río Chicaña, en esta sección transversal se encuentra ubicado el eje de proyección de la vía que llega al puente peatonal existente.

Además, se debe proponer obras hidráulicas complementarias de ser necesarias.



Figura 30. Levantamiento Topográfico y Secciones Transversales del Rio Chicaña.

Elaborado: Autor

3.4.2 Régimen del Flujo

El régimen está definido por el número de Froude (Fr), relaciona el efecto sobre el flujo de las fuerzas de inercia y las fuerzas de gravedad. Es decir relaciona a la velocidad media del cauce y la celeridad de la onda dinámica. En canales abiertos se define por la siguiente fórmula:

$$F_R = \frac{v}{\sqrt{g * D_H}} \quad \text{Ecuación (20)}$$

Dónde:

F_R = Número de Froude

V = Velocidad media del flujo (m/s)

D_H = Profundidad Hidráulica (A/T) (m), donde A es el área de la sección transversal del flujo y T es el ancho de la lámina libre.

g = Aceleración de la gravedad (m/s²)

La celeridad de la onda dinámica indica la forma de propagación de una onda de fluido.

Si $Fr=1$, el régimen de flujo es crítico, indica que una onda en un fluido no se propaga porque las fuerzas viscosas son iguales a las fuerzas de gravedad.

Si $Fr>1$, el régimen del flujo será supercrítico, indica que la velocidad del flujo es mayor que la celeridad de la onda, por lo que sí se produce una onda en un flujo, dicha onda solo se transmite hacia aguas abajo; es por esto que al modelar en un software en régimen supercrítico debemos definir sólo condición de contorno aguas arriba.

Si $Fr<1$, el régimen del flujo será subcrítico, indica que la velocidad del flujo es menor que la celeridad de la onda, por lo tanto sí se produce una onda en un flujo esta se transmite hacia todas direcciones o bien hacia aguas abajo y aguas arriba; es por esto que al simularla en un software en régimen subcrítico debemos definir sólo condición de contorno aguas abajo.

En nuestro caso del presente trabajo el flujo del río es un flujo permanente, pertenece a un flujo tipo laminar y se encuentra dentro del régimen subcrítico, esto será demostrado mediante el análisis Hidráulico en el software HEC-RAS.

Debido al relieve del terreno y la ubicación regional del proyecto la velocidad del flujo del río Chicaña es baja y su pendiente es de 0,02 en el tramo de análisis.



Figura 31. Río Chicaña, Régimen Subcrítico, Laminar.
Elaborado: Autor

3.4.3 Coeficiente de Rugosidad de Manning

Robert Manning desarrolló una fórmula en el año 1889 para obtener la velocidad del flujo, esta relaciona al radio hidráulico, a la pendiente media de la línea de agua y a un coeficiente n , este coeficiente en un valor adimensional que representa la rugosidad por la cual el flujo está en contacto, este valor es más alto mientras mayor es la rugosidad presente en la superficie de contacto con el agua.



Figura 32. Condiciones del cauce y margen del Río Chicaña.
Elaborado: Autor

Tabla 21. Valores de n dados por Horton para ser usados en las fórmulas de Ganguillet-Kutter y de Manning

Superficie	Condiciones de las paredes			
	Perfectas	Buenas	Medianas	Malas
Corrientes Naturales:				
(1) Limpios, bordes rectos, llenos, sin hendeduras ni charcos profundos.	0,025	0,275	0,030	0,033
(2) Igual al (1) pero con algo de hierba y piedra.	0,030	0,033	0,035	0,040
(3) Sinuoso, algunos charcos y escollos, limpio.	0,033	0,035	0,040	0,045
(4) Igual al (3), de poco tirante, con pendiente y sección menos eficiente.	0,040	0,045	0,050	0,055
(5) Igual al (3), algo de hierba y piedras.	0,035	0,040	0,045	0,050
(6) Igual al (4), secciones pedregosas.	0,045	0,050	0,055	0,060
(7) Ríos con tramos lentos, cauce enhierbado o con charcos profundos.	0,050	0,060	0,070	0,080
(8) Playas muy enyerbadas.	0,075	0,100	0,125	0,150

Fuente: Hidráulica de Canales, Máximo Villón (Pag-72).

En la modelación en el software HECRAS es necesario indicar los valores n del coeficiente de Rugosidad de Manning tanto para el cauce como para las riveras donde ocurrirá la inundación de diseño.

Los valores c del coeficiente de Manning en el tramo de análisis del Río Chicaña son:

Cauce Principal: **0,030**

Margen del río Izquierdo: **0,035**

Margen del río Derecho: **0,030**

3.4.4 Modelación Hidráulica

La modelación permitirá conocer parámetros hidráulicos en la zona de estudio, esta modelación se hará correspondiente a un período de diseño de 100 años que es el período para una obra de esta naturaleza.

3.4.4.1 Modelamiento Hidráulico de la zona de estudio con el programa HEC-RAS

El Sistema de análisis de Ríos HEC-RAS, fue desarrollado por el Cuerpo de Ingenieros del Ejército de los Estados Unidos, permite la modelización hidráulica de flujo de aguas de canales, ríos de flujo permanente, no permanente, modelización del transporte de sedimentos, análisis de calidad de aguas. Mediante este software se puede realizar estudios de inundabilidad.

Tabla 22. Datos Ingresados en el software HEC-RAS

Caudal de diseño:	95 m³/s
n (Cauce Principal):	0,030
n (Margen del río Izquierdo):	0,035
n (Margen del río Derecho):	0,035
Pendiente:	0.02

Elaborado: Autor

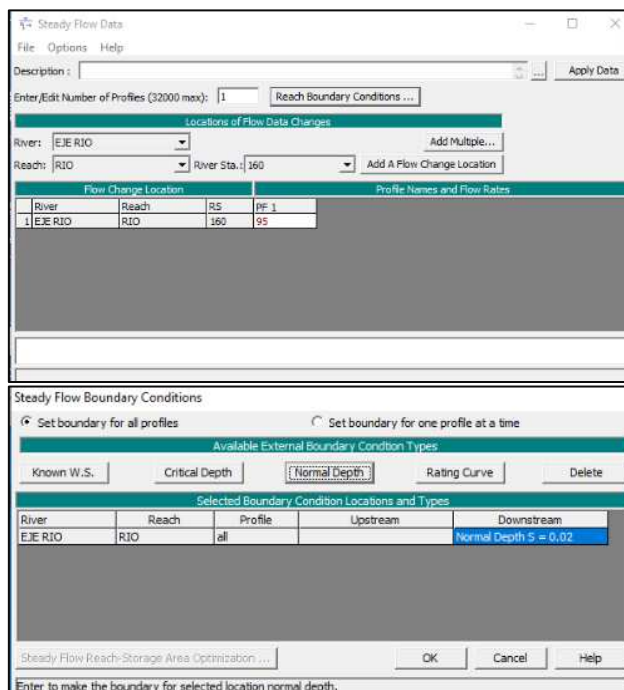


Figura 33. Caudal y Pendiente ingresados en el software HEC-RAS

Elaborado: Autor

Este programa permite conectar su interfaz con el software CIVIL 3D, mediante el cual se exporto las secciones transversales del rio obtenidas por el levantamiento topográfico.

Para el modelamiento hidráulico se usó el caudal máximo para el periodo de retorno de 100 años obtenido en el estudio hidrológico.

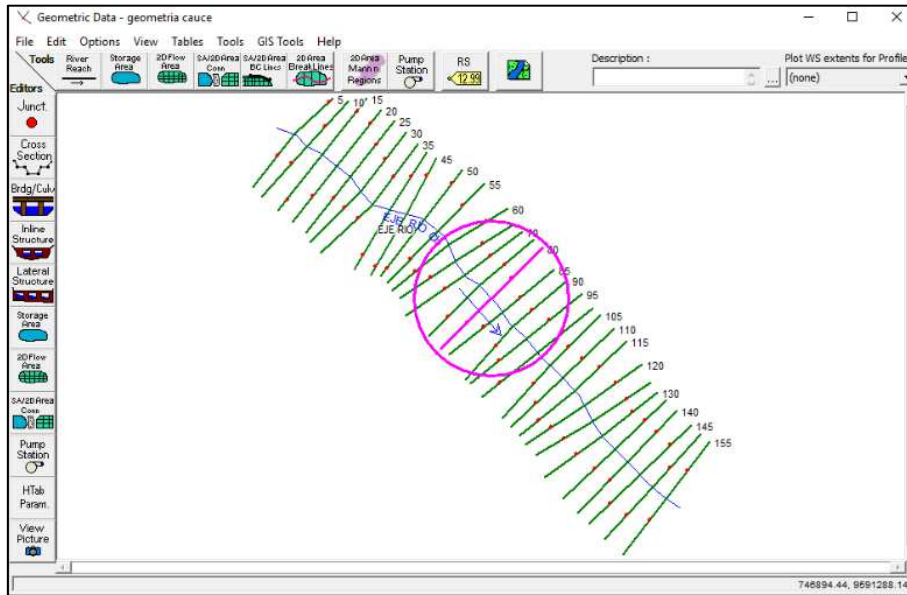


Figura 34. Perfiles transversales ingresados en el software HEC-RAS
Elaborado: Autor

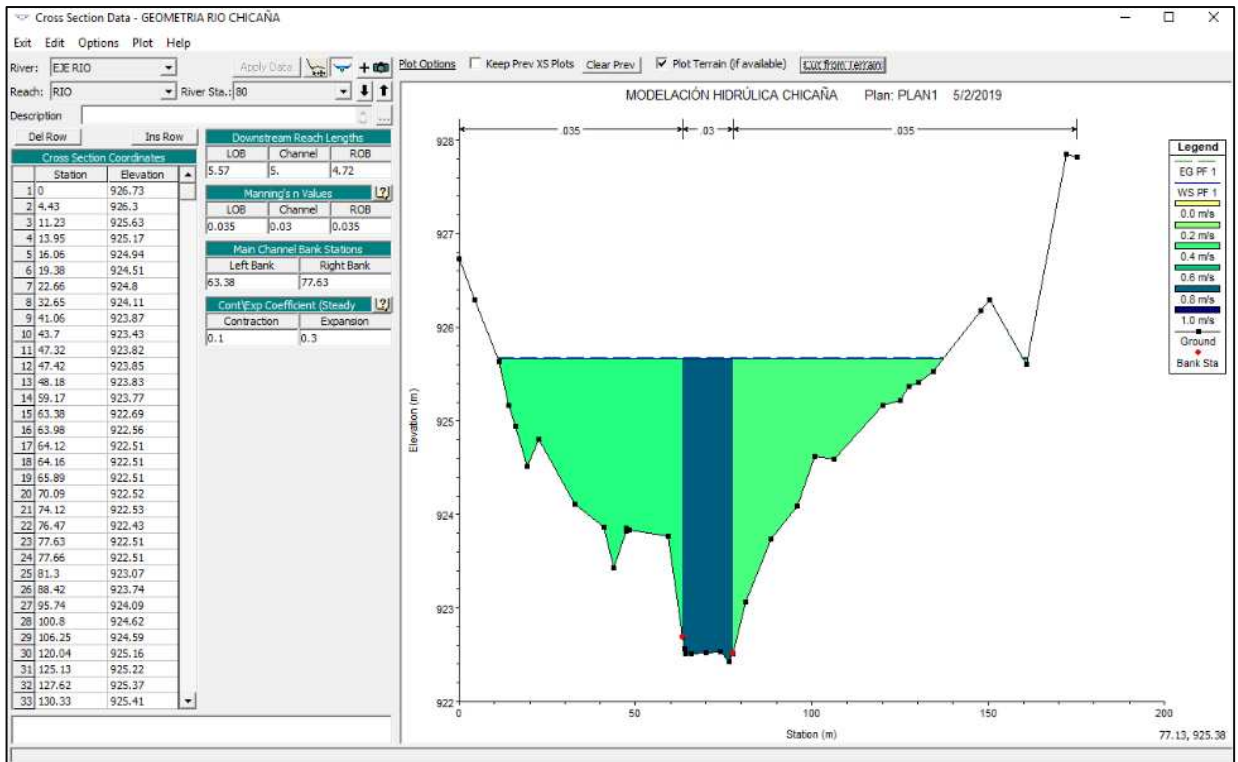


Figura 35. Resultado gráfico del Modelamiento Hidráulico en la abscisa 0+080.
Elaborado: Autor

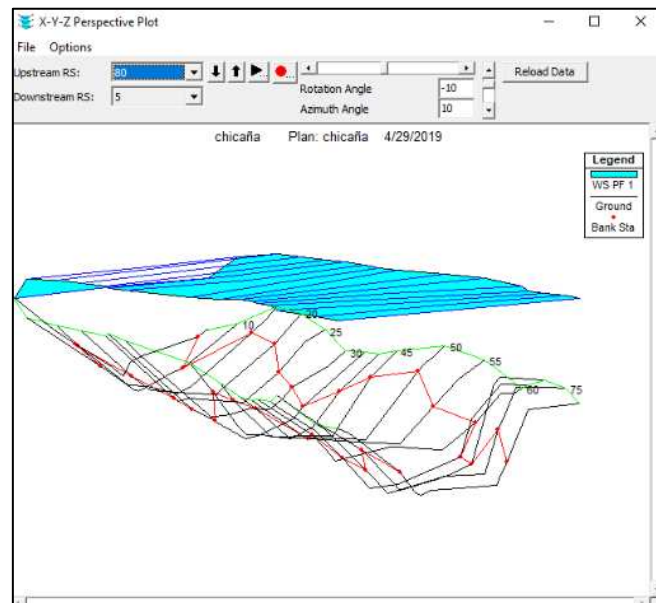


Figura 36. Resultado gráfico 3D de inundación de diseño en la abscisa 0+080
 Elaborado: Autor

HEC-RAS Plan: PLAN MODEL River: EJE RIO Reach: RIO Profile: PF 1													Reload Data
Reach	River Sta	Profile	Q Total (m3/s)	Min Ch El (m)	W.S. Elev (m)	Crit W.S. (m)	E.G. Elev (m)	E.G. Slope (m/m)	Vel Chnl (m/s)	Flow Area (m2)	Top Width (m)	Froude # Chl	
RIO	160	PF 1	95.00	921.20	925.68		925.69	0.000021	0.39	321.61	95.56	0.06	
RIO	155	PF 1	95.00	921.09	925.68		925.69	0.000021	0.42	317.20	95.01	0.06	
RIO	150	PF 1	95.00	921.05	925.68		925.69	0.000020	0.41	324.89	96.86	0.06	
RIO	145	PF 1	95.00	921.22	925.68		925.69	0.000021	0.41	329.44	106.14	0.06	
RIO	140	PF 1	95.00	921.28	925.68		925.69	0.000025	0.44	343.16	150.60	0.07	
RIO	135	PF 1	95.00	921.15	925.68		925.69	0.000021	0.41	360.74	138.98	0.06	
RIO	130	PF 1	95.00	921.22	925.68		925.69	0.000023	0.42	376.35	166.93	0.06	
RIO	125	PF 1	95.00	921.34	925.68		925.69	0.000023	0.42	377.61	170.71	0.06	
RIO	120	PF 1	95.00	921.45	925.68		925.68	0.000023	0.41	382.48	174.24	0.06	
RIO	115	PF 1	95.00	921.53	925.68		925.68	0.000026	0.42	373.68	178.60	0.07	
RIO	110	PF 1	95.00	921.56	925.68		925.68	0.000029	0.45	358.87	179.05	0.07	
RIO	105	PF 1	95.00	921.60	925.68		925.68	0.000036	0.49	335.33	176.99	0.08	
RIO	100	PF 1	95.00	921.64	925.68		925.68	0.000040	0.51	321.59	173.85	0.08	
RIO	95	PF 1	95.00	921.69	925.68		925.68	0.000047	0.55	298.64	165.81	0.09	
RIO	90	PF 1	95.00	921.83	925.67		925.68	0.000059	0.60	271.97	159.64	0.10	
RIO	85	PF 1	95.00	922.13	925.67		925.68	0.000083	0.68	231.89	145.95	0.12	
RIO	80	PF 1	95.00	922.43	925.66		925.68	0.000131	0.82	192.25	127.66	0.15	
RIO	75	PF 1	95.00	922.49	925.66		925.68	0.000142	0.84	188.54	127.58	0.15	
RIO	70	PF 1	95.00	922.36	925.66		925.68	0.000142	0.85	187.45	129.97	0.15	
RIO	65	PF 1	95.00	922.22	925.66		925.68	0.000154	0.89	182.59	132.40	0.16	
RIO	60	PF 1	95.00	922.63	925.64		925.68	0.000245	1.04	154.49	131.48	0.20	
RIO	55	PF 1	95.00	922.92	925.63		925.67	0.000361	1.20	137.24	125.70	0.24	
RIO	50	PF 1	95.00	922.91	925.61		925.67	0.000463	1.35	110.42	99.66	0.27	
RIO	45	PF 1	95.00	922.93	925.61		925.67	0.000488	1.39	104.28	79.90	0.28	
RIO	40	PF 1	95.00	922.87	925.61		925.67	0.000444	1.34	104.21	69.95	0.26	
RIO	35	PF 1	95.00	922.87	925.61		925.66	0.000424	1.29	104.26	66.46	0.26	
RIO	30	PF 1	95.00	923.17	925.60		925.66	0.000541	1.37	96.86	63.69	0.29	
RIO	25	PF 1	95.00	923.28	925.56		925.65	0.000908	1.68	82.80	65.54	0.36	
RIO	20	PF 1	95.00	923.35	925.54		925.65	0.001074	1.78	73.40	52.61	0.39	
RIO	15	PF 1	95.00	923.35	925.52		925.64	0.001225	1.89	69.22	49.86	0.42	
RIO	10	PF 1	95.00	923.35	925.46		925.63	0.001812	2.17	58.33	44.76	0.50	
RIO	5	PF 1	95.00	923.56	925.10	925.10	925.58	0.008518	3.51	33.24	35.70	1.01	

Total flow in cross section.

Figura 37. Resultados Globales obtenidos del Modelamiento Hidráulico
 Elaborado: Autor

Cross Section Output					
File Type Options Help					
River:	EJE RIO	Profile:	PF 1		
Reach	RIO	RS:	80	Plan: Plan p01	
Plan: PLAN MODEL EJE RIO RIO RS: 80 Profile: PF 1					
E.G. Elev (m)	925.68	Element	Left OB	Channel	Right OB
Vel Head (m)	0.02	Wt. n-Val.	0.035	0.030	0.035
W.S. Elev (m)	925.66	Reach Len. (m)	5.57	5.00	4.72
Crit W.S. (m)		Flow Area (m ²)	79.56	44.90	67.79
E.G. Slope (m/m)	0.000131	Area (m ²)	79.56	44.90	67.79
Q Total (m ³ /s)	95.00	Flow (m ³ /s)	34.18	36.75	24.07
Top Width (m)	127.66	Top Width (m)	52.49	14.25	60.93
Vel Total (m/s)	0.49	Avg. Vel. (m/s)	0.43	0.82	0.36
Max Chl Dpth (m)	3.23	Hydr. Depth (m)	1.52	3.15	1.11
Conv. Total (m ³ /s)	8303.5	Conv. (m ³ /s)	2987.2	3212.4	2103.9
Length Wtd. (m)	5.12	Wetted Per. (m)	52.81	14.28	61.07
Min Ch El (m)	922.43	Shear (N/m ²)	1.93	4.04	1.42
Alpha	1.46	Stream Power (N/m s)	0.83	3.30	0.51
Frctn Loss (m)	0.00	Cum Volume (1000 m ³)	3.36	2.62	2.69
C & E Loss (m)	0.00	Cum SA (1000 m ²)	2.64	1.02	2.82

Figura 38. Resultados de la Modelación Hidráulica en la abscisa 0+080
Elaborado: Autor

3.4.4.2 Resultados de la Modelación Hidráulica

El caudal máximo de crecida $95 \text{ m}^3/\text{s}$ para un periodo de retorno de 100 años genera un calado máximo de 925,68 m.s.n.m, que representa una altura de 3,23 m sobre la cota de fondo del río en la abscisa 0+080 donde se prevé ubicar el puente. El número de Froude obtenido es de 0,15 que demuestra que se trata de un flujo Subcrítico.

3.4.5 Socavación

3.4.5.1 Definición

Es el descenso local que se produce en un lecho móvil respecto a su nivel natural, se atribuye al “desequilibrio localizado entre la tasa a la cual el sedimento es arrastrado por la corriente fuera de una determinada zona del lecho y la tasa de sedimento alimentada hacia ella”. (NEVI-12, 2013; Volumen N°2 - Libro B: Normas para Estudios y Diseño Vial, Pág. 388).

3.4.5.2 Tipos de Socavación

3.4.5.2.1 Socavación Local

Se produce al pie de obras como pilas, estribos, punta de espigones, muros, barreras, etc.

Por la presencia de un puente se puede producir por:

- Contracción Local debido a la presencia de estribos y pilas del puente que produce un aumento de la velocidad de escurrimiento generando mayor capacidad de arrastre de sedimentos. Esto produce que los sedimentos arrastrados localmente sean suplidos por

los provenientes del lecho en las proximidades de contracción produciendo la socavación de la sección conocida como socavación general.

- La obstrucción de las pilas y estribos al escurrimiento genera torbellinos locales que aumentan la capacidad erosiva del escurrimiento sobre el entorno de las construcciones.
- Presencia de enrocados destinados a proteger a las estructuras de socavación que pueden generar grandes hoyos de socavación por su peso en las cercanías a los estribos y pilas y tener efectos contraproducentes.
- Alteración de la dirección del cauce natural producidos por las obras principales y complementarias de un puente principalmente en cauces inestables con tendencias a la oscilación transversal.

3.4.5.2.2 Socavación General

Se genera en estrechos naturales o artificiales al paso de una crecida. En la sección donde está emplazado un puente se puede producir por la presencia de obras de encauzamiento, terraplenes de acceso y estribos, etc.

3.4.5.2.3 Socavación Natural

Producida por variaciones en las condiciones de escurrimiento a causa de transporte de sedimentos, desplazamiento o redireccionamiento natural de cauces, etc.

3.4.5.2.4 Degradación del Lecho

Causado por el desequilibrio sedimentológico normal de un río, puede darse por interrupción del caudal normal de un río debido a la presencia de un presa o barrera.

3.4.5.3 Estimación de la Socavación Generada

Existen varios métodos de cálculo de socavación los cuales se basan local en las pilas, estribos y otras obras complementarias en un puente, estos métodos presentan fórmulas basadas en modelos matemáticos idealizados a partir de fenómenos complejos, estos pueden arrojar resultados que en ingeniero debe estar en capacidad de generar un criterio de aproximación a la realidad de acuerdo a su conocimiento y en parte a la experiencia.

La Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12) en su Libro B del Volumen N°2, propone varios métodos de estimación de la socavación local generada, uno de ellos es el método de Lischvan-Levediev.

3.4.5.3.1 Método de Lischtván-Levediev

Este método permite el cálculo de la socavación general durante una creciente, considera el efecto de contracción en el cálculo, es decir es aplicable independientemente de que exista o no un puente.

El método establece una serie de clasificaciones de los ríos para aplicarlo, mediante la siguiente tabla:

Tabla 23. Clasificación de Cauces para el cálculo de la Socavación General por el método de Lischtván-Levediev

	CAUCE	MATERIAL DE FONDO	DISTRIBUCIÓN DE MATERIALES EN EL FONDO
SOCAVACIÓN GENERAL	Definido	Cohesivo	Homogénea
			Heterogénea
	Indefinido	No Cohesivo	Homogénea
			Heterogénea
		Cohesivo	Homogénea
			Heterogénea
	No Cohesivo	Homogénea	
		Heterogénea	

Para aplicar este método a nuestro estudio se tomará la clasificación de Suelos Homogéneos, con Material de fondo No Cohesivos y de Cauce Defino que corresponde al Río Chicaña donde está emplazado el proyecto de Puente.

La Socavación General en Cauces definidos trata de un cauce bien formado, se da en una avenida en la que aumenta la velocidad en el cauce, esto genera aumenta de capacidad de arrastre por la corriente y posterior degradación del fondo, provoca el aumento del área hidráulica y velocidad del flujo hasta un punto en el cual se produce un equilibrio al ocurrir el gasto máximo, consecuentemente se reduce la velocidad media al reducirse la avenida, se disminuye la capacidad de arrastre y se inicia el proceso de depósito del material.

En suelos homogéneos la condición de equilibrio se da cuando la velocidad de arrastre de la corriente es igual a la necesaria para arrastrar el material.

Los Suelos no cohesivos se da en suelos formados por granos gruesos como ripio, arenas, gravas finas.

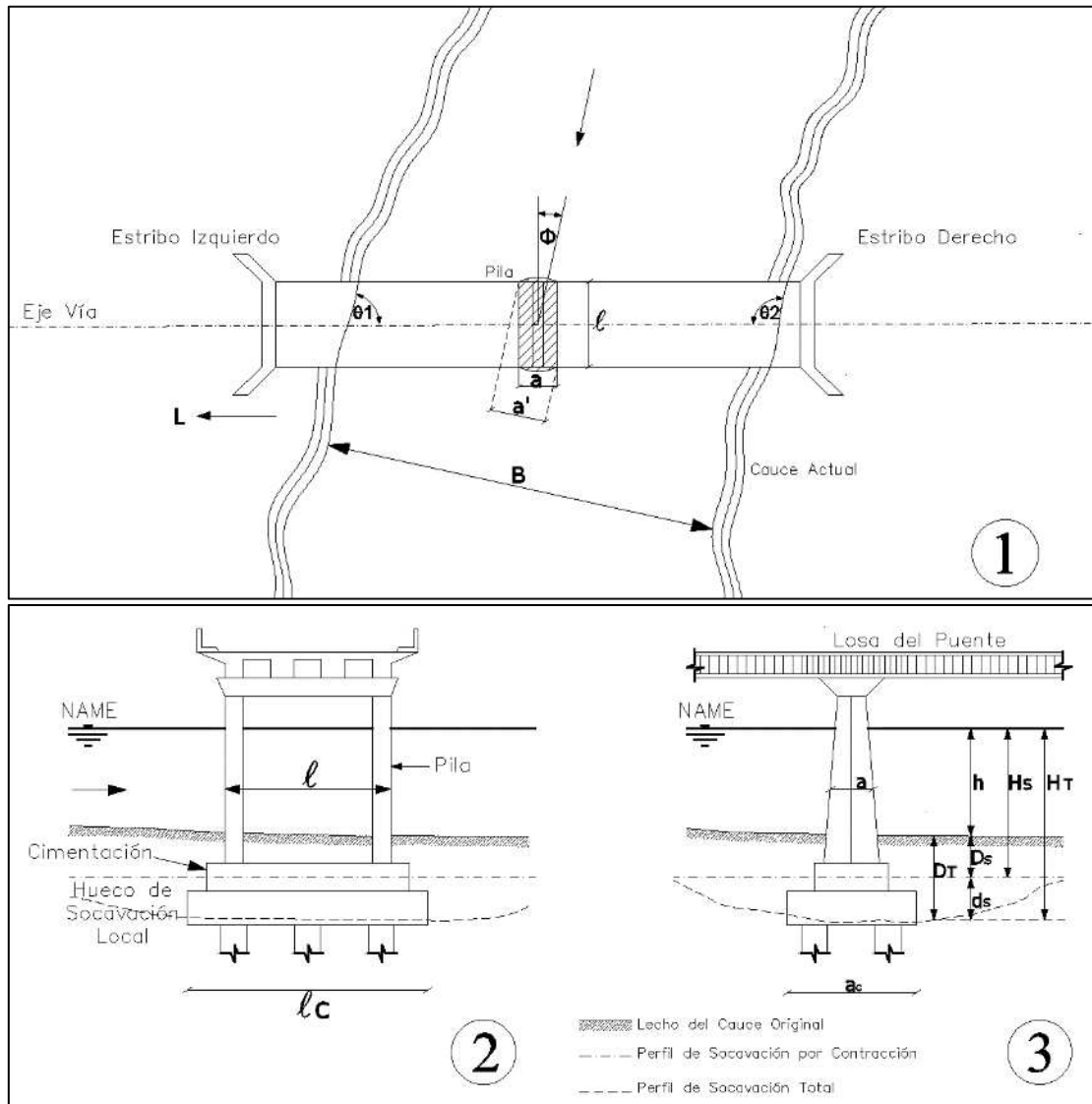


Figura 39. Nomenclatura Convencional para cálculo de socavación en puentes. 1) Vista en planta. 2) Vista longitudinal. 3) Vista Frontal.

Elaborado: Autor

Dónde:

D_T = profundidad de socavación total.

D_s = profundidad de socavación general por contracción u otras causas.

d_s = profundidad de socavación local en pilas o en estribos.

H_s = profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción medida desde el NAME hasta el fondo del cauce socavado.

h = profundidad del agua antes de la socavación medida en una línea vertical desde el NAME hasta el fondo del cauce original.

H_T = profundidad del agua después de ocurrida la socavación por contracción y la socavación local medida desde el NAME hasta el fondo del cauce socavado.

NAME = nivel de aguas máximas extraordinarias.

a = ancho de la pila.

a' = ancho proyectado de la pila.

l = longitud de la pila.

Φ = ángulo de ataque del flujo sobre la pila.

a_c = ancho de la cimentación.

l_c = longitud de la cimentación.

L = longitud del estribo o de los terraplenes de aproximación al puente que se opone al paso del agua.

θ = ángulo de ataque del flujo sobre el estribo.

V = velocidad del flujo.

B = Ancho total del cauce.

Cuando existen pilas es necesario calcular el ancho efectivo del cauce B_e con la siguiente fórmula:

$$B_e = B - n a' \quad \text{Ecuación (21)}$$

Dónde:

B_e = Ancho efectivo del cauce descontando el ancho de las pilas si el ángulo de ataque del flujo al puente es nulo, o el ancho proyectado de las pilas en sentido normal a la corriente si el puente está sesgado.

n = Número de Pilas.

$$a' = l * \text{sen } \Phi + a \text{cos } \Phi \quad \text{Ecuación (22)}$$

Para obtener la velocidad media real partimos de la ecuación de Manning:

$$Q_d = \frac{A}{n} R^{2/3} S^{1/2} \quad \text{Ecuación (23)}$$

Q_d = Caudal Hidráulico.

A = Área Hidráulica.

R = Radio Hidráulico.

S = Pendiente hidráulica, o, pendiente media del río asumiendo flujo uniforme.

n = Coeficiente de Rugosidad de Manning.

Igualando a un coeficiente tenemos:

$$\alpha = \frac{Q_d}{A R^{2/3}} = \frac{S^{1/2}}{n} \quad \text{Ecuación (24)}$$

α = Coeficiente de sección dependiente de las características hidráulicas.

Conociendo que: $R = A/p$, $A = B_e h$, $P = B_e + 2h$.

Se asume que $R = h$, lo que indica que el perímetro mojado es igual al ancho libre de la superficie de agua.

$$\alpha = \frac{S^{1/2}}{n} \approx \frac{Q_d}{B_e h^{5/3}} \approx \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}} \quad \text{Ecuación (25)}$$

$$Q_d = \alpha B_e h^{5/3} = V_r H_s B_e \quad \text{Ecuación (26)}$$

$$V_r = \frac{\alpha h^{5/3}}{H_s} \quad \text{Ecuación (27)}$$

Dónde:

V_r = Velocidad Real del flujo.

La velocidad erosiva V_e es la que levanta el material y lo mantiene en movimiento.

La velocidad erosiva en suelos homogéneos y granulares es:

$$V_e = 0,68 \beta D_m^{0,28} H_s^z \quad \text{Ecuación (28)}$$

Dónde:

V_e = Velocidad erosiva

β = Coeficiente de Frecuencia, Coeficiente función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño según la Tabla 23.

D_m = diámetro medio de las partículas del material granular

z = exponente variable en función del diámetro medio de la partícula, en la NEVI se presenta χ :

Parámetro de la fórmula de arrastre crítico según la Tabla 25.

Aplicando la condición de Equilibrio, igualamos las ecuaciones (27) y (28):

$$H_s = \left[\frac{\alpha h^{5/3}}{0,68 \beta D_m^{0,28}} \right]^{\frac{1}{1+z}} \quad \text{Ecuación (29)}$$

Análogamente esta fórmula se puede transformar a la nomenclatura usada en la Norma Ecuatoriana Vial, obteniéndose la expresión que corresponde a la ecuación **Ec.2B-202-85** del Libro B del Volumen 2 de la NEVI.

La Ecuación (29) será empleada para la obtención de la estimación de la socavación en el cauce del Río Chicaña en la zona de Interés del Proyecto.

Tabla 24. Valores de β en función de la probabilidad de excedencia del caudal de diseño

Probabilidad Excedencia (%)	Período Retorno (años)	Coficiente β
50	2	0,82
20	5	0,86
10	10	0,90
5	20	0,94
2	50	0,97
1	100	1,00
0,2	500	1,05
0,1	1000	1,07

Fuente: Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12), Tabla 2B-202-42.

Tabla 25. Valores del Coeficiente χ (z) para suelos cohesivos y suelos no cohesivos.

Suelos Cohesivos				Suelos No Cohesivos			
γ_s (ton/m ³)	χ	γ_s (ton/m ³)	χ	d (mm)	χ	d (mm)	χ
0,80	0,52	1,20	0,39	0,05	0,43	40,00	0,30
0,83	0,51	1,20	0,38	0,15	0,42	60,00	0,29
0,86	0,50	1,28	0,37	0,50	0,41	90,00	0,28
0,88	0,49	1,34	0,36	1,00	0,40	140,00	0,27
0,90	0,48	1,40	0,35	1,50	0,39	190,00	0,26
0,93	0,47	1,46	0,34	2,50	0,38	250,00	0,25
0,96	0,46	1,52	0,33	4,00	0,37	310,00	0,24
0,98	0,45	1,58	0,32	6,00	0,36	370,00	0,23
1,00	0,44	1,64	0,31	8,00	0,35	470,00	0,22
1,04	0,43	1,71	0,30	10,00	0,34	570,00	0,21
1,08	0,42	1,80	0,29	15,00	0,33	750,00	0,20
1,12	0,41	1,89	0,28	20,00	0,32	1000,00	0,19
1,16	0,40	2,00	0,27	25,00	0,31		

Fuente: Norma Ecuatoriana Vial (NEVI-12), Tabla 2B-202-44.

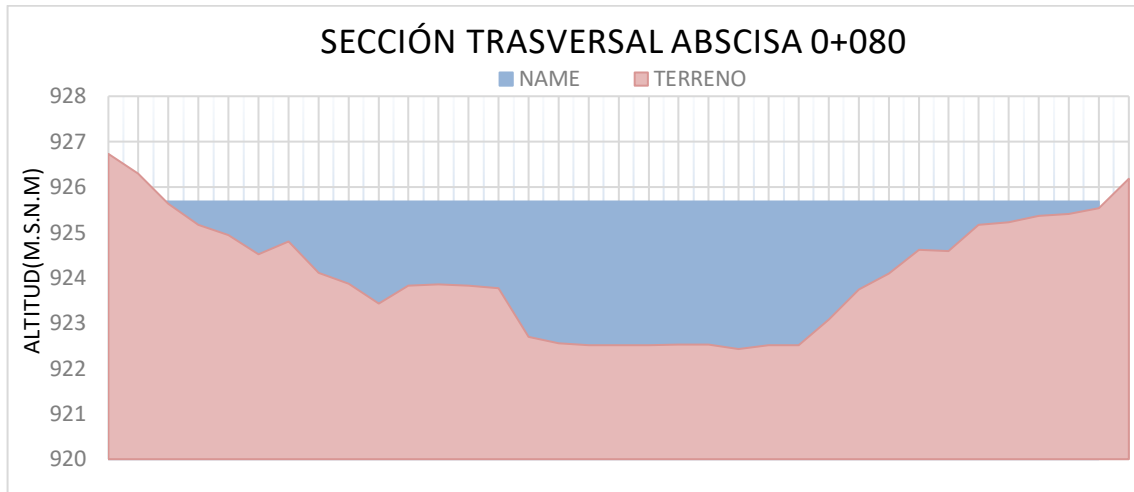


Figura 40. Sección Transversal en la Abscisa 0+080 del Perfil Longitudinal del Río Chicaña
Elaborado: Autor

3.4.5.3.2 Resultados de la Socavación Estimada Generada en la Abscisa 0+080

3.4.5.3.2.1 Determinación del Parámetro α

Mediante el uso de Civil-3D se determinó el área hidráulica y el ancho efectivo del cauce en la abscisa transversal 0+080 del perfil longitudinal del río.

- a) $B_e = 29,25 \text{ m}$
- b) $Q_d = 95 \text{ m}^3/\text{s}$
- c) $A = 25,909 \text{ m}^2$
- d) $H_m = \frac{A}{B_e}$
- e) $H_m = \frac{25,909 \text{ m}}{29,25 \text{ m}^3/\text{s}} = 0,88578 \text{ s/m}^2$

Sustituyendo en (25):

$$\alpha = \frac{Q_d}{B_e h_m^{5/3}}$$

$$\alpha = \frac{95 \text{ m}^3/\text{s}}{29,25 \text{ m} * (0,88578 \text{ s/m}^2)^{5/3}}$$

$$\alpha = 3,97548$$

3.4.5.3.2.2 Determinación del Parámetro θ

La probabilidad anual está en función del período de retorno para el cual se obtuvo el caudal de diseño de $95 \text{ m}^3/\text{s}$.

$$P(x) = \frac{1}{T}$$

$$P(x) = \frac{1}{100 \text{ años}} 0,01 = 1.0 \%$$

De la Tabla 23, tenemos que:

$$\beta = 1$$

3.4.5.3.2.3 Determinación del Parámetro χ ("z" en la fórmula)

Se determino diámetro medio del material granular de 25 cm de acuerdo a que predomina la piedra de río de considerable tamaño en el fondo del cauce apreciable en la figura 31.

En la Tabla 24, el valor para un $D_m = 250$ mm, tenemos:

$$X = 0,25$$

$$\frac{1}{1 + X} = 0,80$$

3.4.5.3.2.4 Cálculo de la Socavación General

Reemplazamos los valores obtenidos en la ecuación (29):

$$H_s = \left[\frac{3,97548 h^{5/3}}{0,68 * 1 * 250^{0,28}} \right]^{0,80}$$

$$H_s = 1,192246 h^{1,3333}$$

Ecuación (30)

Se realizará el cálculo de acuerdo a la ecuación (30) para cada una de las alturas H_o en la Tabla 25, La altura de Socavación final es el resultado de la sustracción de la H_s (Altura Socavada) al H_o .

Tabla 26. Socavación general generada en la abscisa 0+080 por el método Lischtvan-Levediev

ABSCISA TRANSVERSAL	COTA CAUCE	NAME	Ho	Hs	Altura de Socavación	Cota Socavación (m.s.n.m)
(m)	(m.s.n.m)	(m.s.n.m)	M	m		
0	926,73					
4,43	926,3					
11,23	925,63					
13,95	925,17					
16,06	924,94					
19,38	924,51					
22,66	924,8					
32,65	924,11					
41,06	923,87					
43,7	923,43					
47,32	923,82					
47,42	923,85					
48,18	923,83					
59,17	923,77	925,68	1,91	2,825	0,915	922,855
61.008	923,298	925,68	2,382	3,793	1,411	921,887
63,38	922,69	925,68	2,99	5,136	2,146	920,544
63,98	922,56	925,68	3,12	5,435	2,315	920,245
64,12	922,51	925,68	3,17	5,552	2,382	920,128
64,16	922,51	925,68	3,17	5,552	2,382	920,128
65,89	922,51	925,68	3,17	5,552	2,382	920,128
70,09	922,52	925,68	3,16	5,529	2,369	920,151
74,12	922,53	925,68	3,15	5,505	2,355	920,175
76,47	922,51	925,68	3,17	5,552	2,382	920,128
77,63	922,51	925,68	3,17	5,552	2,382	920,128
77,66	922,51	925,68	3,17	5,552	2,382	920,128
81,3	923,07	925,68	2,61	4,284	1,674	921,396
83.728	923,298	925,68	2,382	3,793	1,411	921,887
88,42	923,74	925,68	1,94	2,885	0,945	922,795
95,74	924,09					
100,8	924,62					
106,25	924,59					
120,04	925,16					
125,13	925,22					
127,62	925,37					
130,33	925,41					
134,56	925,53					
137,64	925,68					
147,92	926,18					
150,46	926,3					
160,8	925,6					
172,2	927,85					
175,31	927,82					

Elaborado: Autor

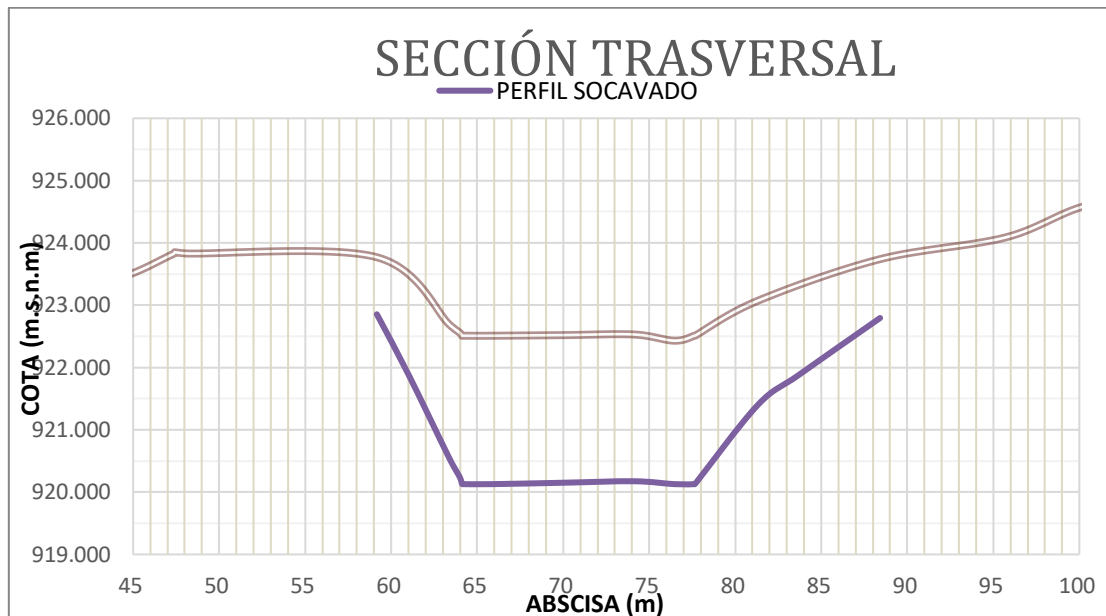


Figura 41. Perfil Socavado
Elaborado: Autor

Como resultado final se obtuvo una profundidad de socavación de 2.38 m por el método de Lischtvan-Levediev, este resultado se debe al gran caudal generado por la precipitación de diseño.

3.5 ESTUDIO GEOTÉCNICO

3.5.1 Introducción

La importancia de conocer el terreno y sus características radica en su utilidad como soporte de estructuras y terraplenes, en el empleo del suelo para la construcción intervienen múltiples problemas particulares dependiendo de la naturaleza sobre la cual se asientan las construcciones, para identificar las condiciones y propiedades físico-mecánicas del suelo es necesario llevar las muestras obtenidas en el lugar de interés a un laboratorio donde se obtendrán los resultados a ser analizados para establecer las soluciones adecuadas técnica y económicamente a los diseños estructurales requeridos.

Todas las estructuras de ingeniería civil deben cimentarse sobre la superficie del terreno o dentro de él, la cimentación debe ser la adecuada para “sostener” a la estructura.

3.5.2 Obtención de muestras de suelo in situ



Figura 42. Retro Excavadora en el sitio de ubicación del puente.
Elaborado: Autor

Mediante el uso de una Retro Excavadora se realizó la excavación en los puntos dónde se determinó la ubicación de la cimentación de los estribos Este y Oeste del puente

La cimentación Este se encuentra ubicada en: **Latitud: 9591243.7027; Longitud: 746841.7344; Altitud: 924,1.**

La cimentación Oeste se encuentra ubicada en: **Latitud: 9591214.5648; Longitud: 746814.3821; Altitud: 923,95.**



Figura 43. Excavación en la ubicación del estribo Este.
Elaborado: Autor

La excavación en la ubicación de los estribos del puente este fue de aproximadamente 2,00 m que se obtuvo como altura de socavación, a esta profundidad se extrajo las muestras de suelo para su posterior análisis en el laboratorio.



Figura 44. Excavación en la ubicación del estribo Oeste.
Elaborado: Autor

3.5.3 Ensayos de Laboratorio

Para determinar el tipo de suelo se desarrollaron los siguientes análisis de Laboratorio: Contenido de Humedad (ASTM D 2216); Análisis Granulométrico (ASTM D 422); Límites de Atterberg: Límite Líquido, Límite Plástico e Índice de Plasticidad (ASTM D 4318).

Contenido de Humedad Natural del Suelo (w). – Es la razón entre el peso del agua de una muestra de suelo y el peso seco de la misma.

$$w (\%) = \frac{W_w}{W_s} * 100 \quad \text{Ecuación (31)}$$

Dónde:

w (%): Contenido de Humedad en %.

W_w : Peso de la muestra de suelo Húmeda.

W_s : Peso de la muestra de suelo Seco.

Análisis Granulométrico. – Representa la proporción relativa en peso de una muestra de suelo mediante la composición de la misma en porcentajes de los diversos tamaños de las partículas

que lo componen. Los diferentes tamaños de los granos están definidos por las aberturas de las mallas generalmente usadas las definidas en la Norma ASTM.

Límites de Atterberg

Se definen como los límites de contenido de humedad mediante los cuales caracterizan los estados de consistencia de un suelo de partículas finas.

Límite Líquido (LL). – Representa el contenido de humedad del suelo en el límite entre el estado semilíquido y plástico.

Límite Plástico (LP). – Representa el contenido de humedad del suelo en el límite entre el estado semisólido y plástico.

Índice de Plasticidad (IP). – Es el rango de humedad dentro del cual el suelo permanece plástico, definido como la diferencia entre el límite líquido y el plástico.

$$IP = LL - LP \quad \text{Ecuación (32)}$$

Coefficientes de Valoración del Suelo

Coefficiente de Uniformidad (Cu). – Permite estimar la uniformidad de los diferentes granos del suelo mediante la relación entre en diámetro por el cual pasa el 60 % del material y el diámetro por el cuál pasa el 10% del material.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad \text{Ecuación (33)}$$

Coefficiente de Curvatura (Cc). – Coeficiente de valoración de la graduación del suelo, permite diferenciar entre suelos bien graduados y mal graduados para obtener una clasificación precisa mediante la Clasificación de Suelos para propósitos de Ingeniería (ASTM D 2487).

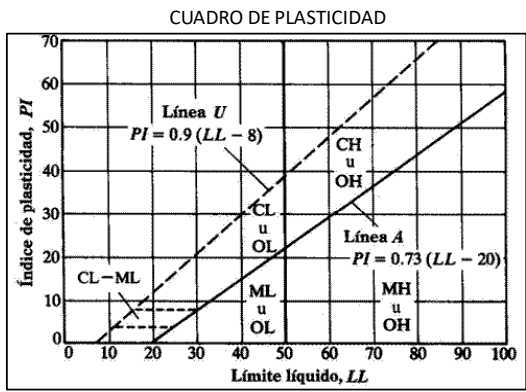
$$Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{10} * D_{60}} \quad \text{Ecuación (34)}$$

Sistema Unificado de Clasificación del Suelo

Según el tamaño de las partículas, el método que ofrece mayor aceptación en la Mecánica de Suelos es el S.U.C.S (Sistema Unificado de Clasificación de Suelos). Este método fue expuesto por Arthur Casagrande, este método es una modificación y adaptación más general a su sistema de clasificación originalmente propuesto para aeropuertos en el año de 1942.

Tabla 27. Sistema de Clasificación Unificada de Suelos de Casagrande.

DIVISIÓN PRINCIPAL	SÍMBOLO DEL GRUPO	NOMBRES TÍPICOS	% MÁS FINO QUE EL TAMIZ N° 200	REQUISITOS SUPLEMENTARIOS
SUELOS DE GRANO GRUESO (MÁS DEL 50% DEL MATERIAL NO PASA EL TAMIZ N°200)	GRAVAS (MÁS DEL 50% DE LA FRACCIÓN GRUESA ES MAYOR QUE EL TAMIZ N°4)	GRAVAS BIEN GRADUADAS, mezclas de grava y arena con muy poco o ningún contenido de finos.	0 - 5 *	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 4$; $1 < Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} < 3$
		GRAVAS MAL GRADUADAS, mezclas de grava y arena con muy poco o ningún contenido de finos.	0 - 5 *	Cuando no se cumplan las dos condiciones dadas arriba para GW.
		GRAVAS LIMOSAS y mezclas de grava, arena y limos.	> 12 *	Para la fracción fina el índice de plasticidad menor de 4 o punto debajo de la línea "A".
		GRAVAS ARCILLOSAS y mezclas de grava, arena y arcilla.	> 12 *	Para la fracción fina el índice de plasticidad mayor de 7 o punto por arriba de la línea "A".
		ARENAS BIEN GRADUADAS, arenas gravosas con poco o ningún contenido de finos.	0 - 5 *	$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} > 6$; $1 < Cc = \frac{(D_{30})^2}{D_{60} * D_{10}} < 3$
	ARENAS (MÁS DEL 50% DE LA FRACCIÓN GRUESA ES MENOR QUE EL TAMIZ N°4)	ARENAS MAL GRADUADAS, arenas gravosas con poco o ningún contenido de finos.	0 - 5 *	Cuando no se cumplan las dos condiciones dadas arriba para SW.
		ARENAS LIMOSAS y mezclas de arena y limos.	> 12 *	Para la fracción fina el índice de plasticidad menor de 4 o punto debajo de la línea "A".
		ARENAS ARCILLOSAS, mezclas de arenas y arcillas.	> 12 *	Para la fracción fina el índice de plasticidad mayor de 7 o punto por arriba de la línea "A".
		Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas arcillosas o limosas, limos arcillosos.		* Para suelos en los que el porcentaje que pasa el tamiz N°200 esta entre 5 y 12 % se usan símbolos dobles, como GW-GC. NOTAS: 1. Todos los suelos naturales se ubican debajo de la línea "U". 2. D _{xx} es el diámetro de partícula para la cual el xx por ciento del material es más fino que D _{xx} .
		Arcillas inorgánicas de plasticidad media a baja, arcillas gravosas, arenosas o limosas, arcillas poco plásticas.		
SUELOS DE GRANO FINO (MÁS DEL 50% DEL MATERIAL PASA EL TAMIZ N°200)	LIMOS Y ARCILLAS (LÍMITE LÍQUIDO <50)	Limos orgánicos y arcillas limosas organicas de baja plasticidad.		
		Limos inorgánicos, suelos limosos y arenosos, limos elásticos.		
	LIMOS Y ARCILLAS (LÍMITE LÍQUIDO >50)	Arcillas inorgánicas de alta plasticidad.		
		Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta, limos orgánicos.		
		Suelos con materia orgánica fibrosa.		



LÍNEA "A"
Horizontal a IP = 4 hasta LL=25.5, Entonces: IP = 0.73 (LL - 20) LÍNEA "U"
Vertical a LL = 16 hasta IP = 7, Entonces: IP = 0.90 (LL - 8)

Fuente: Lambe y Whitman, 1981. (Tabla 3.5)

Tabla 28. Propiedades del Suelo en Obras de Ingeniería

Denominaciones Típicas de los Grupos de Suelo	Símbolo del grupo	Propiedades más Importantes			
		Permeabilidad en estado compactado	Resistencia al corte en estado compactado y saturado excelente	Compresibilidad en estado compactado y saturado	Facilidad de Tratamiento en obra
Gravas bien graduadas, mezclas de grava y arena con pocos finos o sin ellos	GW	Permeable	Excelente	Despreciable	Excelente
Gravas mal graduadas, mezclas de arena y grava con pocos finos o sin ellos	GP	Muy Permeable	Buena	Despreciable	Buena
Gravas limosas mal graduadas, mezclas de grava y arena y arena y limo	GM	Semipermeable a Impermeable	Buena	Despreciable	Buena
Gravas arcillosas, mezclas mal graduadas de gravas, arena y arcilla	GC	Impermeable	Buena a Regular	Muy Baja	Buena
Arenas bien graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos	SW	Permeable	Excelente	Despreciable	Excelente
Arenas mal graduadas, arenas con grava, con pocos finos o sin ellos	SP	Permeable	Buena	Muy Baja	Regular
Arenas limosas, mezclas de arena y limo mal graduadas	SM	Semipermeable a Impermeable	Buena	Baja	Regular
Arenas arcillosas, mezclas de arena y arcillas mal graduadas	SC	Impermeable	Buena a Regular	Baja	Buena
Limos inorgánicos y arenas muy finas, polvo de roca, arenas finas arcillosas o	ML	Semipermeable a Impermeable	Regular	Media	Regular
Arcillas inorgánicas de baja a media plasticidad, arcillas con grava, arcillas arenosas, Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	CL	Impermeable	Regular	Media	Buena a Regular
Limos orgánicos y arcillas limosas orgánicas de baja plasticidad	OL	Semipermeable a Impermeable	Deficiente	Media	Regular
Limos inorgánicos, suelos finos arenosos o limosos con mica o diatomeas, limos	MH	Semipermeable a Impermeable	Regular a deficiente	Elevada	Deficiente
Arcillas inorgánicas de elevada plasticidad, arcillas grasas	CH	Impermeable	Deficiente	Elevada	Deficiente
Arcillas orgánicas de plasticidad media a alta	OH	Impermeable	Deficiente	Elevada	Deficiente
Turba y otros suelos inorgánicos	Pt	-	-	-	-

Fuente: Lambe y Whitman, 1981. (Tabla 3.7)

3.5.4 Resultados de los Ensayos de Laboratorio

Una vez obtenidas las muestras de suelo se procedió a realizar los ensayos en el Laboratorio de Suelos de la Facultad de Ingeniería Civil, de la Universidad Católica de Cuenca ubicado en el Campus "La Estancia".



**Figura 45. Muestra de suelo (Humedad Natural) obtenida en la ubicación del estribo Este.
Elaborado: Autor**



**Figura 46. Muestra de suelo (luego del Secado) obtenida en la ubicación del estribo Oeste.
Elaborado: Autor**

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA. INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL SUELO



PROYECTO:

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE. SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CANEY. PARROQUIA CHICAÑA. CANTÓN YANTZAZA. PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

MUESTRA:

N°1. Estribo Este.

SOLICITADO POR:

Edwin Oswaldo Mena Rueda

FECHA:

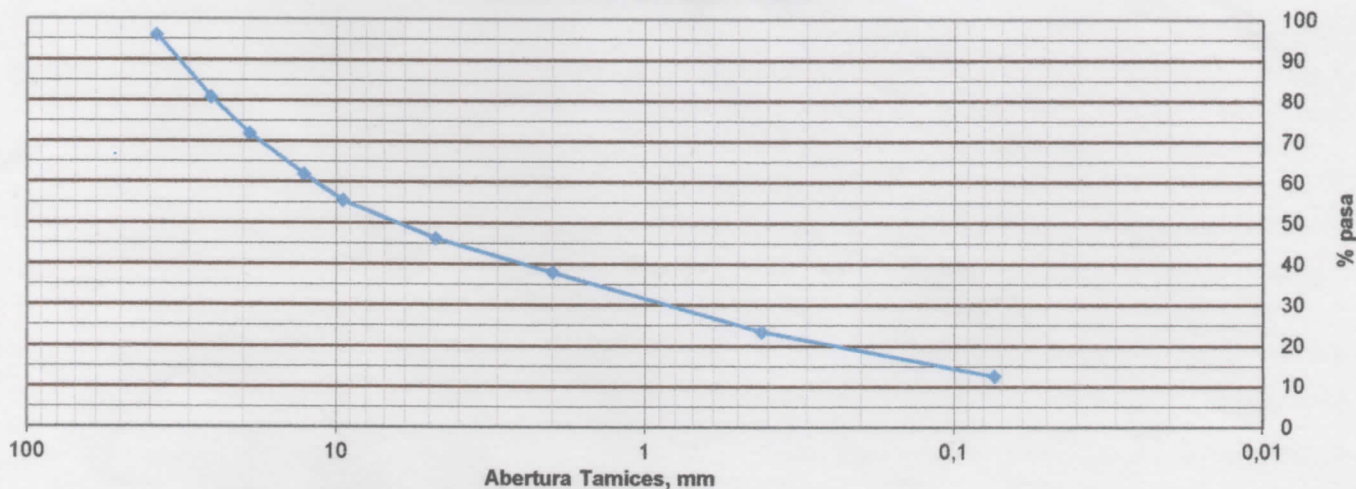
Mayo. 2019

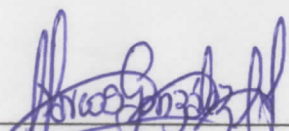
TAMIZ N°	ABERTURA mm	PESO RET. g	RET. ACUM. g	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
1 1/2"	38,1	377,98	377,98	3,929	96,071	
1"	25,4	1460	1837,98	19,107	80,893	
3/4"	19,1	858	2695,98	28,026	71,974	
1/2"	12,7	964	3659,98	38,048	61,952	
3/8"	9,52	621	4280,98	44,503	55,497	
N°4	4,76	890,5	5171,48	53,760	46,240	
PASA N°4		5161	4448			
10	2	172,5	172,5	17,622	38,091	
40	0,42	307,5	480	49,036	23,565	
200	0,074	232	712	72,737	12,606	
FONDO		1	713			
TOTAL		713	9619,48			

PESO ANTES DEL ENSAYO:	10334	PESO HÚMEDO ANTES DEL LAVADO:	1000
PESO DESPUÉS DEL ENSAYO:	10332,48	PESO SECO ANTES DEL LAVADO:	978,86
% HUMEDAD:	30,107	PESO SECO DESPUÉS DEL LAVADO:	713,5

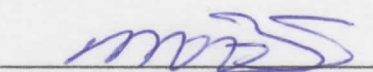
GRAVA %:	53,760	DIÁMETRO EFECTIVO	D ₁₀	0,074	Coeficientes	
AREVA %:	33,633		D ₃₀	1,214	Cu (Uniformidad):	159,117
FINOS %:	12,606		D ₆₀	11,775	Cc (Curvatura):	1,692

CURVA GRANULOMÉTRICA




Ing. Marcos González

Laboratorista


Ing. Juan Sebastián Maldonado

Director de Tesis

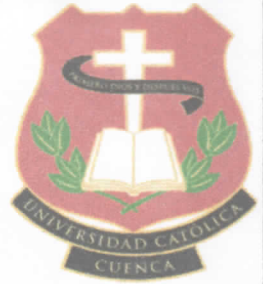
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

LÍMITES DE ATTERBERG



PROYECTO:

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CANEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTZAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

MUESTRA:

N°1, Estribo Este.

SOLICITADO

Edwin Oswaldo Mena Rueda

POR:

FECHA:

Mayo, 2019

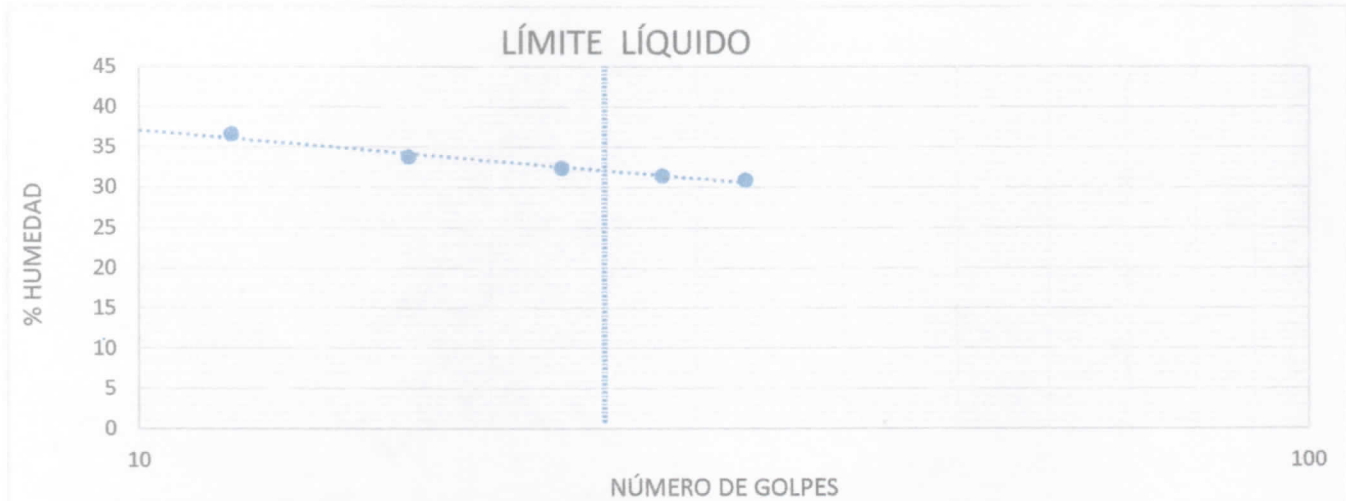
	LÍMITE LÍQUIDO						LÍMITE PLÁSTICO					HUMEDAD NATURAL	
	56	207	66	2	209	61	19	120	303	300	119	5	34
TARRO	56	207	66	2	209	61	19	120	303	300	119	5	34
N° DE GOLPES	33	28	23	17	12	7	--	--	--	--	--	--	--
M. HUMEDA + TARRO	28,71	30,95	32,02	31,69	27,24	32,79	18,08	18,18	17,9	17,8	17,28	164,99	129,23
M. SECA + TARRO	24,8	26,3	27,2	26,8	23	27	17,3	17,5	17,2	17,1	16,6	137,86	110,58
PESO DEL AGUA	3,91	4,65	4,82	4,89	4,24	5,79	0,78	0,68	0,7	0,7	0,68	27,13	18,65
PESO DEL TARRO	12,14	11,49	12,3	12,31	11,41	12,15	12,31	14,9	15,05	14,6	14,63	53,68	43,94
PESO MUESTRA SECA	12,66	14,81	14,9	14,49	11,59	14,85	4,99	2,6	2,15	2,5	1,97	84,18	66,64
% DE HUMEDAD	30,885	31,398	32,349	33,747	36,583	38,99	15,631	26,154	32,558	28	34,518	32,229	27,986

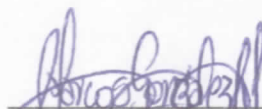
LÍMITE LÍQUIDO: 32,05 %

LÍMITE PLÁSTICO: 27,4 %

ÍNDICE DE PLASTICIDAD: 4,68 %

CONTENIDO DE HUMEDAD: 30,1 %




 Ing. Marcos González
 Laboratorista


 Ing. Juan Sebastián Maldonado
 Director de Tesis

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA. INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ANÁLISIS GRANULOMÉTRICO DEL SUELO



PROYECTO:

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE. SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CANEY PARROQUIA CHICAÑA. CANTÓN YANTZAZA. PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

MUESTRA:

N°2. Estribo Oeste.

SOLICITADO POR:

Edwin Oswaldo Mena Rueda

FECHA:

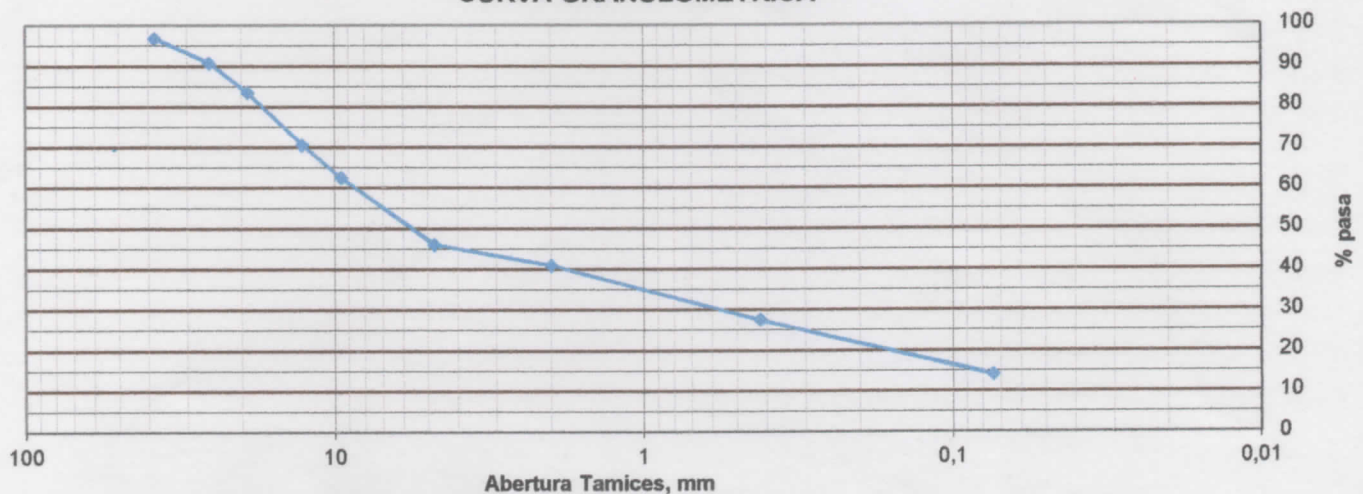
Mayo. 2019

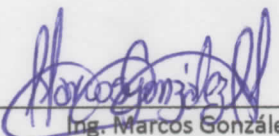
TAMIZ N°	ABERTURA mm	PESO RET g	RET. ACUM. g	% RETENIDO	% PASA	% ESPECIF.
1 1/2"	38,1	280,3	280,3	3,137	96,863	
1"	25,4	537,2	817,5	9,148	90,852	
3/4"	19,1	651	1468,5	16,432	83,568	
1/2"	12,7	1155,9	2624,4	29,367	70,633	
3/8"	9,52	718,6	3343	37,408	62,592	
N°4	4,76	1474	4817	53,902	46,098	
PASA N°4		4801	4119,6			
10	2	108,5	108,5	11,063	40,998	
40	0,42	285	393,5	40,121	27,603	
200	0,074	287,2	680,7	69,404	14,104	
FONDO		0,7	681,4			
TOTAL		681,4	8936,6			

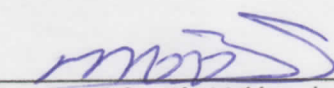
PESO ANTES DEL ENSAYO:	9621,5	PESO HÚMEDO ANTES DEL LAVADO:	1000
PESO DESPUÉS DEL ENSAYO:	9618	PESO SECO ANTES DEL LAVADO:	980,78
% HUMEDAD:	23,204	PESO SECO DESPUÉS DEL LAVADO:	681,4

GRAVA %:	53,902	DIÁMETRO EFECTIVO	D ₁₀	0,074	Coeficientes	
AREVA %:	31,994		D ₃₀	0,753	Cu (Uniformidad):	119,754
FINOS %:	14,104		D ₆₀	8,862	Cc (Curvatura):	0,864

CURVA GRANULOMÉTRICA




Ing. Marcos González
Laboratorista


Ing. Juan Sebastián Maldonado
Director de Tesis

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

LÍMITES DE ATTERBERG



PROYECTO:

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CANEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTZAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

MUESTRA:

N°2, Estribo Oeste.

SOLICITADO

Edwin Oswaldo Mena Rueda

POR:

FECHA:

Mayo, 2019

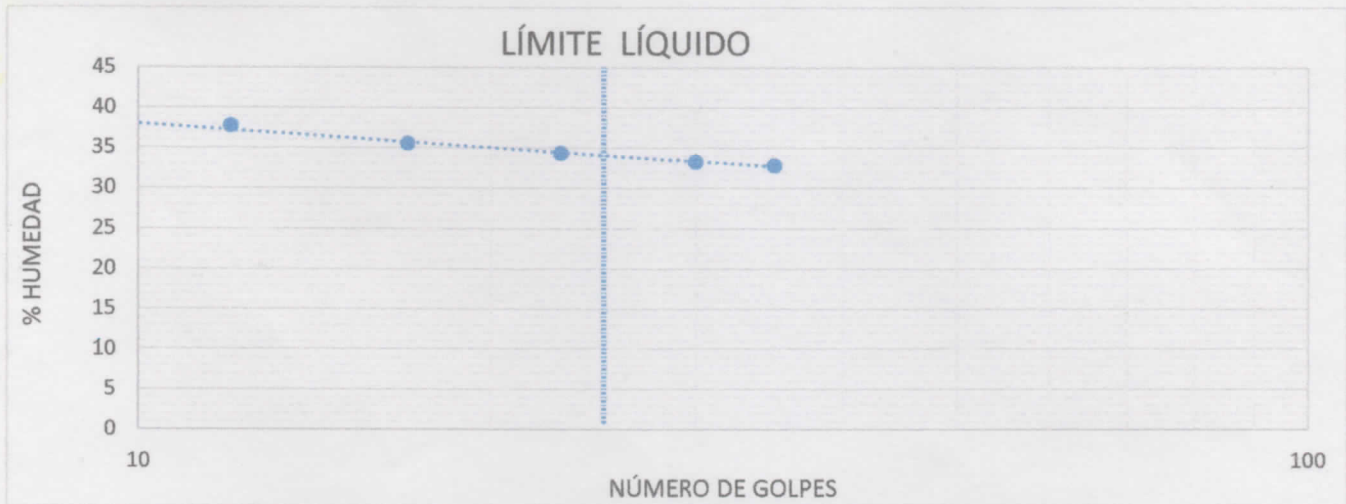
	LÍMITE LÍQUIDO						LÍMITE PLÁSTICO					HUMEDAD NATURAL	
	63	2	9	209	7	52	5	60	42	203	202	87	8
TARRO	63	2	9	209	7	52	5	60	42	203	202	87	8
N° DE GOLPES	35	30	23	17	12	7	--	--	--	--	--	--	--
M. HUMEDA + TARRO	35,26	21,22	31,35	31,55	30,33	28,85	13,73	14,21	14,49	12,65	13,44	128,3	131,3
M. SECA + TARRO	29,59	19,02	26,43	26,34	25,35	24,21	13,4	13,79	14,02	12,38	13,03	114,4	116,3
PESO DEL AGUA	5,67	2,2	4,92	5,21	4,98	4,64	0,33	0,42	0,47	0,27	0,41	13,9	15
PESO DEL TARRO	12,31	12,41	12,11	11,68	12,14	12,41	12,21	12,24	12,3	11,43	11,56	53,35	52,85
PESO MUESTRA SECA	17,28	6,61	14,32	14,66	13,21	11,8	1,19	1,55	1,72	0,95	1,47	61,05	63,45
% DE HUMEDAD	32,813	33,283	34,358	35,539	37,699	39,322	27,731	27,097	27,326	28,421	27,891	22,768	23,641

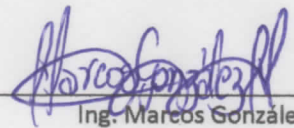
LÍMITE LÍQUIDO: 34,00 %

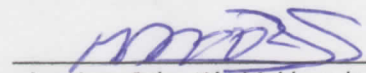
LÍMITE PLÁSTICO: 27,7 %

ÍNDICE DE PLASTICIDAD: 6,31 %

CONTENIDO DE HUMEDAD: 23,2 %




 Ing. Marcos González
 Laboratorista


 Ing. Juan Sebastián Maldonado
 Director de Tesis

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE COMPACTACIÓN



PROYECTO:

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CANEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTZAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

MUESTRA:

Nº2, Estribo Oeste.

SOLICITADO

Edwin Oswaldo Mena Rueda

POR:

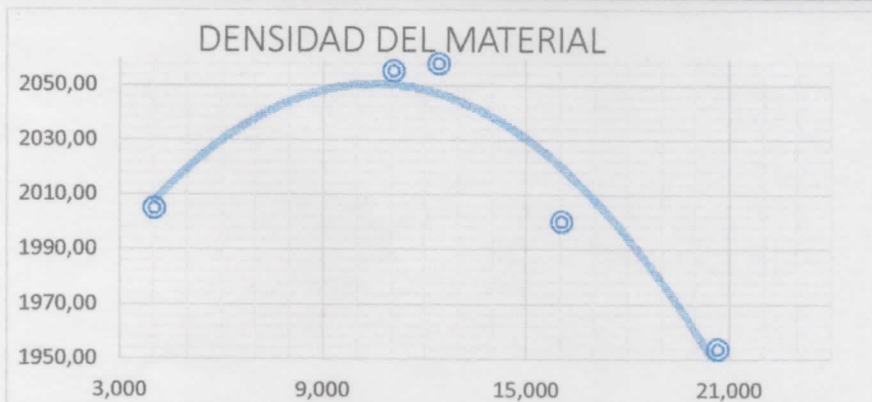
FECHA:

Mayo, 2019

MUESTRA	1	2	3	4	5
PESO SECO DESEADO PARA EL ENSAYO					
HUMEDAD AÑADIDA EN %	8,08	14,08	17,08	23,08	26,08
AGUA AUMENTADA EN C.C	70	210	280	420	490
NÚMERO DE MOLDE	25267	25267	25267	25267	25267
PESO MOLDE CILÍNDRICO + SUELO HÚMEDO	6035,5	6204	6230	6236,5	6267,5
PESO MOLDE CILÍNDRICO SIN COLLARÍN P2	4254,5	4254,5	4254,5	4254,5	4254,5
PESO SUELO HÚMEDO P1-P2=P3	1781	1949,5	1975,5	1982	2013
VOLUMEN DEL MOLDE SIN EL COLLARÍN m³	0,00085386	0,00085386	0,00085386	0,00085386	0,00085386
DENSIDAD HÚMEDA D1=P3/V KG/M³	2085,82	2283,16	2313,61	2321,22	2357,53

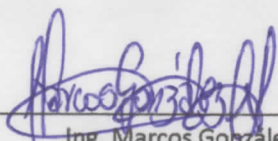
CONTENIDO DE HUMEDAD

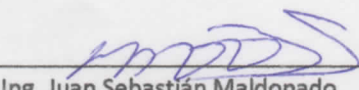
NÚMERO DE MUESTRAS PARA PROMEDIAR	1		2		3		4		5	
NÚMERO DE TARRO	12	13	18	7	8	M-1	10	11	5	6
PESO DEL TARRO MÁS SUELO HÚMEDO	158	158,6	185	161,1	140,2	128,9	211,8	217,5	196,5	175,4
PESO DEL TARRO MÁS SUELO SECO	154,57	155,01	173,1	150,3	130,6	120,6	191,2	196,5	169,3	153,7
PESO DEL AGUA	3,43	3,59	11,9	10,8	9,6	8,3	20,6	21	27,2	21,7
PESO DEL TARRO	67,2	68,2	65,8	52,9	52,7	54,3	62,6	65,8	43,3	43,8
PESO DEL SUELO SECO	87,37	86,81	107,3	97,4	77,9	66,3	128,6	130,7	126	109,9
CONTENIDO DE AGUA EN %	3,9258	4,1355	11,09	11,088	12,323	12,519	16,019	16,067	21,587	19,745
CONTENIDO PROMEDIO DE AGUA EN %	4,031		11,089		12,421		16,043		20,666	
DEENSIDAD SECA KG/M³	2005,01		2055,25		2057,99		2000,31		1953,76	



Yd: **2059 Kg/m³**

%(Wopt): **11,6 %**


 Ing. Marcos González
 Laboratorista


 Ing. Juan Sebastián Maldonado
 Director de Tesis

En el ensayo de compactación se lo realizó únicamente para un estribo a fin de acortar tiempo, ya que se demostró que corresponde al mismo tipo de suelo en donde se ubican tanto el estribo Este como el Oeste.



Figura 47. Ensayo de Compactación
Elaborado: Autor

3.5.5 Clasificación del Suelo

Con los resultados obtenidos en los Ensayos de Laboratorio se efectuó la clasificación del suelo para las dos muestras obtenidas según el Sistema de Clasificación Unificada de Suelos (Tabla 29), se determinó como resultado tanto para la muestra del Estribo Este como la des Estribo Oeste que se trata de un Suelo GM (Gravas limosas mal graduadas, y mezclas de grava, arena y limos), este tipo de suelo tiene las siguientes propiedades:

Tabla 29. Características del suelo del proyecto

Permeabilidad en estado compactado	Resistencia al corte en estado compactado y saturado excelente	Compresibilidad en estado compactado y saturado	Facilidad de Tratamiento en obra
Semipermeable a Impermeable	Buena	Despreciable	Buena

Elaborado: Autor

3.5.6 Ensayo de Corte Directo

Este ensayo sirve para determinar la resistencia interna una muestra de suelo por área unitaria que resiste una falla o deslizamiento a lo a largo de un plano dentro de la muestra. Del ensayo se obtiene en ángulo de fricción (ϕ) y la cohesión.

Angulo de Fricción. – Es el máximo ángulo posible de resistencia al deslizamiento originado por la fricción presente entre las superficies de contacto de las partículas del suelo y su densidad.

Cohesión. – Se define como la atracción entre las partículas del suelo originada por la presencia de fuerzas moleculares y películas de agua.

La muestra a ensayar para el ensayo de corte directo se lo hizo con la fracción fina de la muestra de suelo obtenida in situ, esto se hizo debido a la dificultad de obtener una muestra inalterada por el tipo de suelo en el que se implantara el puente. La muestra de suelo es compactada de acuerdo a la humedad óptima y densidad del material obtenidos en el ensayo de compactación, para así obtener condiciones muy similares a las que se encuentra en la realidad.



Figura 48. Muestra de suelo antes de ser ensayada por corte directo
Elaborado: Autor



Figura 49. Muestra de suelo después de ser ensayada por corte directo
Elaborado: Auto

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN
 CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - ANILLO RECTANGULAR (Contrapeso: 10 Kg)

PROYECTO: CÁLULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CANEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTZAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

MUESTRA: N°2, Estribo Oeste.

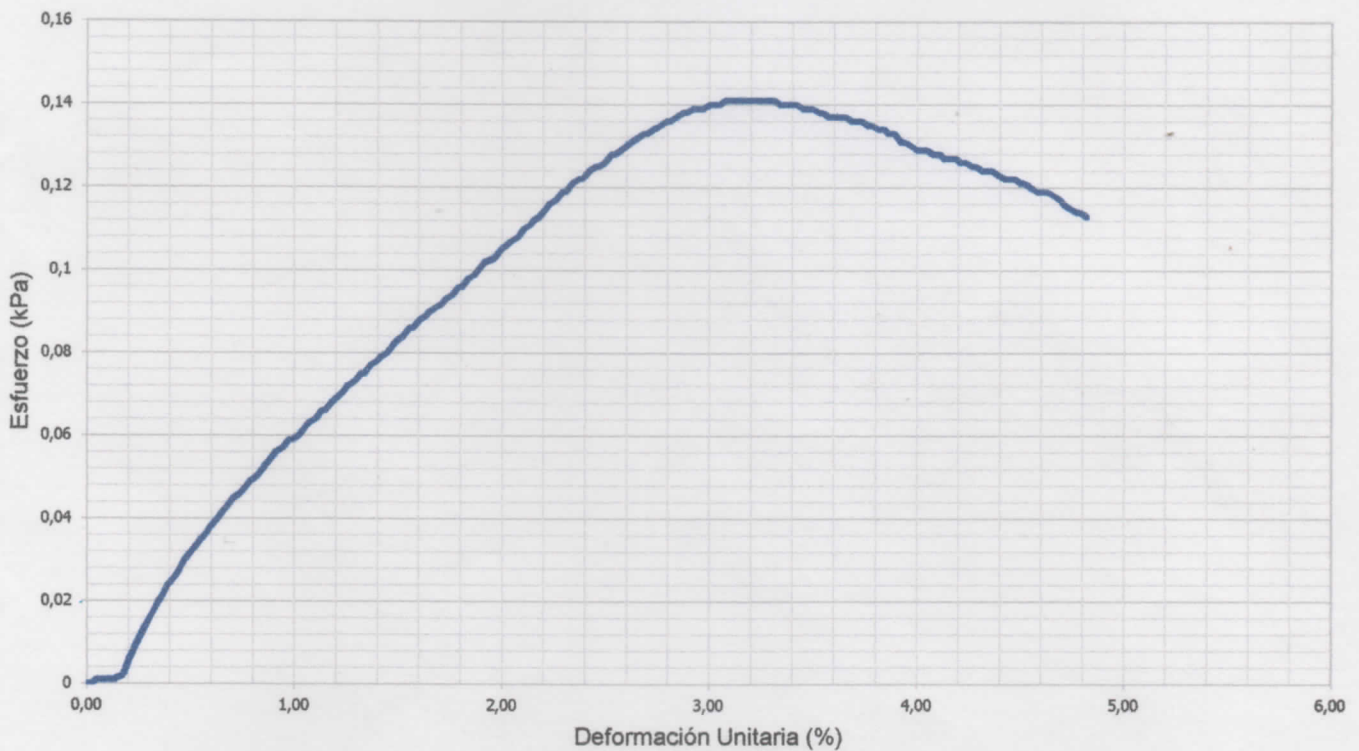
SOLICITADO POR: Edwin Oswaldo Mena Rueda

FECHA: Septiembre, 2019

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO

Lado (mm)	Desplazamiento horizontal (mm)	Deformación unitaria (mm)	Deformación vertical (mm)
63,72	3,07	4,818	0
Área (mm ²)	Fuerza máxima (N)	Esfuerzo máximo (kPa)	
3188,901	451,2	0,141	

GRÁFICA ESFUERZO (kPa) vs. DEFORMACIÓN UNITARIA (%)



Ing. Marcos González
 Laboratorista

Ing. Juan Sebastián Maldonado
 Director de Tesis

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN
 CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - ANILLO RECTANGULAR (Contrapeso: 20 Kg)

PROYECTO: CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CANEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTZAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

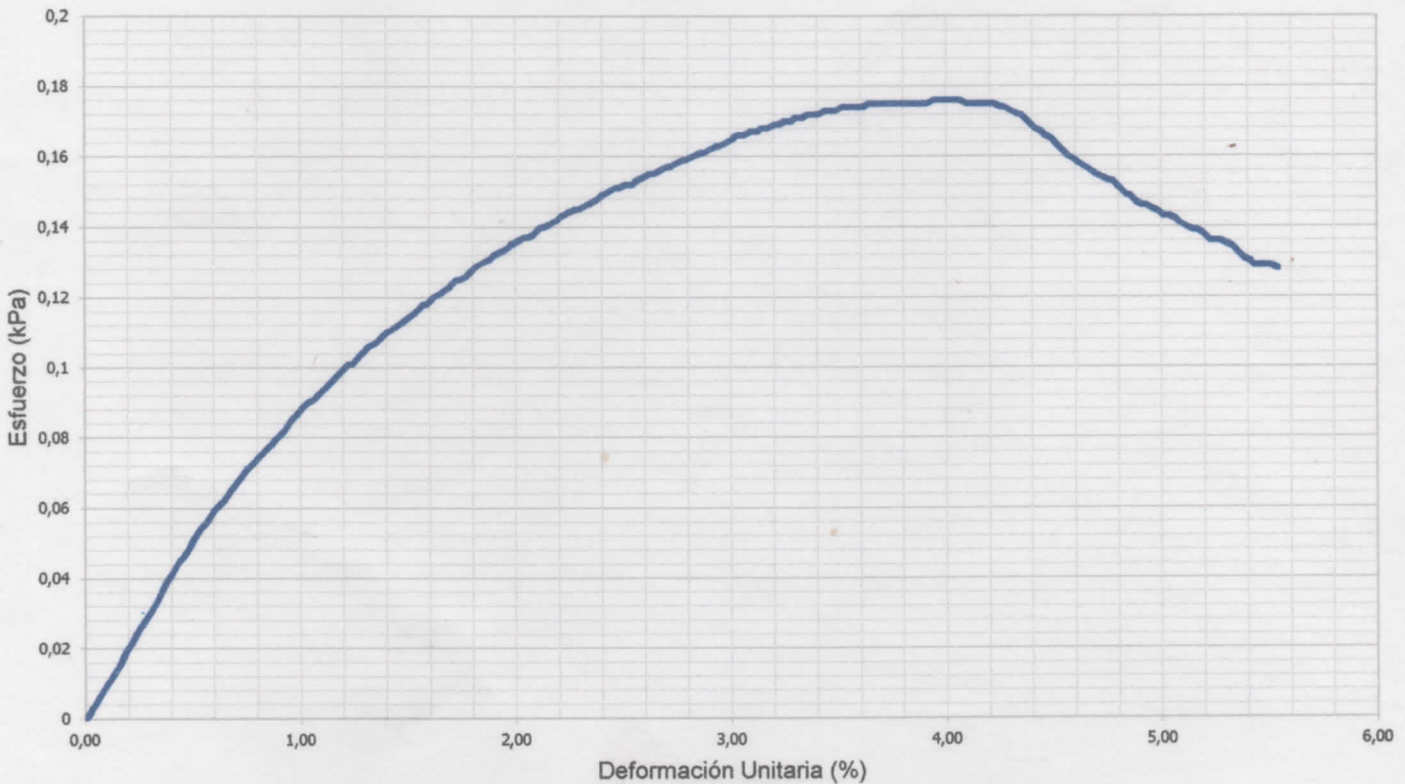
MUESTRA: N°2, Estribo Oeste.

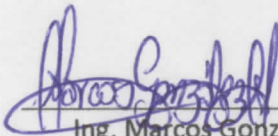
SOLICITADO POR: Edwin Oswaldo Mena Rueda

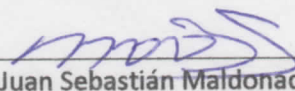
FECHA: Septiembre, 2019

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO			
Lado (mm)	Desplazamiento horizontal (mm)	Deformación unitaria (mm)	Deformación vertical (mm)
63,72	3,53	5,54	-39,818
Área (mm ²)	Fuerza máxima (N)	Esfuerzo máximo (kPa)	
3188,901	560,8	0,176	

GRÁFICA ESFUERZO (kPa) vs. DEFORMACIÓN UNITARIA (%)




 Ing. Marcos González
 Laboratorista


 Ing. Juan Sebastián Maldonado
 Director de Tesis

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
 UNIDAD ACADÉMICA DE INGENIERÍA, INDUSTRIA Y CONSTRUCCIÓN
 CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL



LABORATORIO DE SUELOS Y MATERIALES DE CONSTRUCCIÓN

ENSAYO DE CORTE DIRECTO - ANILLO RECTANGULAR (Contrapeso: 40 Kg)

PROYECTO: CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CANEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTZAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

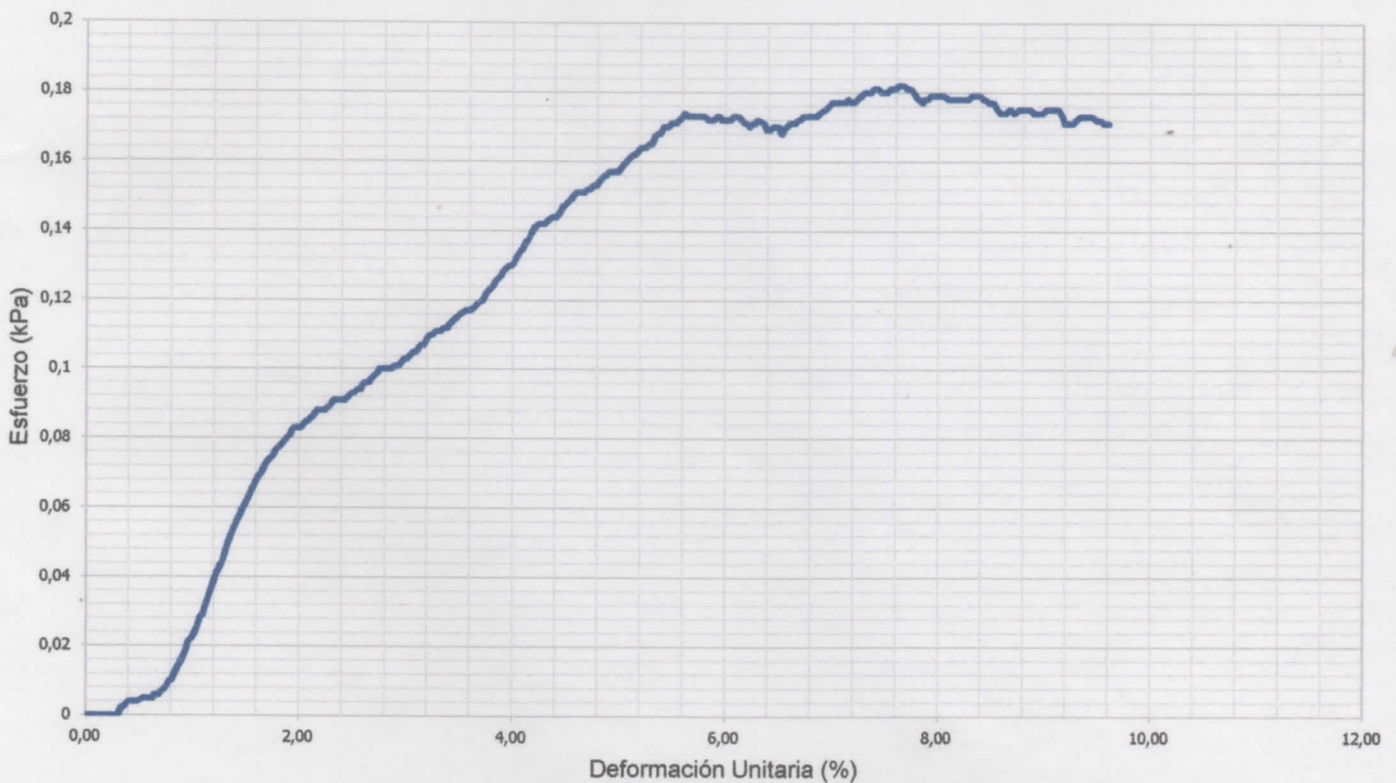
MUESTRA: N°2, Estribo Oeste.

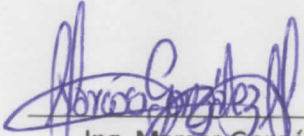
SOLICITADO POR: Edwin Oswaldo Mena Rueda

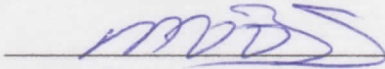
FECHA: Septiembre, 2019

ASPECTOS DIMENSIONALES DEL ENSAYO			
Lado (mm)	Desplazamiento horizontal (mm)	Deformación unitaria (mm)	Deformación vertical (mm)
63,72	6,14	9,636	-39,817
Área (mm ²)	Fuerza máxima (N)	Esfuerzo máximo (kPa)	
3188,901	582	0,183	

GRÁFICA ESFUERZO (kPa) vs. DEFORMACIÓN UNITARIA (%)




 Ing. Marcos González
 Laboratorista


 Ing. Juan Sebastián Maldonado
 Director de Tesis

Para obtener el ángulo de fricción y el valor de la cohesión es necesario elaborar una gráfica entre el esfuerzo Normal y el esfuerzo Cortante.

El esfuerzo normal es el esfuerzo resultante de las tensiones perpendiculares a la sección transversal del objeto. Es igual a:

$$\sigma_N = \frac{N}{A} \quad \text{Ecuación (35)}$$

Dónde:

σ_N : Esfuerzo Normal

N : Fuerza o resultante de las fuerzas aplicadas normales al plano.

A : Área sobre la cual actúa la fuerza.

El anillo rectangular para el ensayo posee un área de 40,60 cm²; las fuerzas normales aplicadas fueron de 1 Kg, 2Kg y 4 Kg, en el ensayo se usó una escala de las fuerzas normales de 1:10 siendo finalmente las fuerzas 10 Kg, 20Kg y 40 Kg, Obteniéndose los siguientes esfuerzos Normales:

$$\sigma_N(1) = \frac{10 \text{ Kg}}{40,63 \text{ cm}^2} = 0,246 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_N(2) = \frac{20 \text{ Kg}}{40,63 \text{ cm}^2} = 0,492 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_N(3) = \frac{40 \text{ Kg}}{40,63 \text{ cm}^2} = 0,985 \text{ Kg/cm}^2$$

El esfuerzo cortante es el esfuerzo resultante de las tensiones paralelas a la sección transversal del objeto. Es igual a:

$$E = \frac{F_{max}(Lec)}{A} \quad \text{Ecuación (36)}$$

Dónde:

E : Esfuerzo cortante

$F_{max}(Lec)$: Fuerza máxima de lectura del ensayo

A : Área sobre la cual actúa la fuerza.

Las fuerzas máximas de corte obtenidas por el programa que se usa para el ensayo fueron:

$$F_{max}(1) = 451,2 \text{ N} \approx 46,085 \text{ Kgf}$$

$$F_{max}(2) = 560,8 \text{ N} \approx 57,166 \text{ Kgf}$$

$$F_{max}(3) = 582 N \approx 59,327 Kg$$

Reemplazando los valores del ensayo obtenemos:

$$E(1) = \frac{46,085 Kg}{40,63 cm^2} = 1,1327 Kg/cm^2$$

$$E(2) = \frac{57,166 Kg}{40,63 cm^2} = 1,407 Kg/cm^2$$

$$E(3) = \frac{59,327 Kg}{40,63 cm^2} = 1,461 Kg/cm^2$$

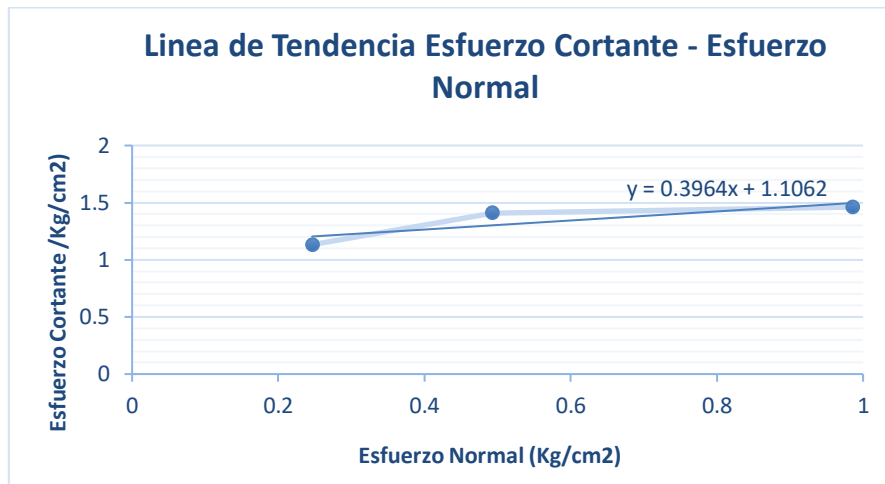


Figura 50. Línea de Tendencia Esfuerzo Cortante - Esfuerzo Normal
Elaborado: Autor

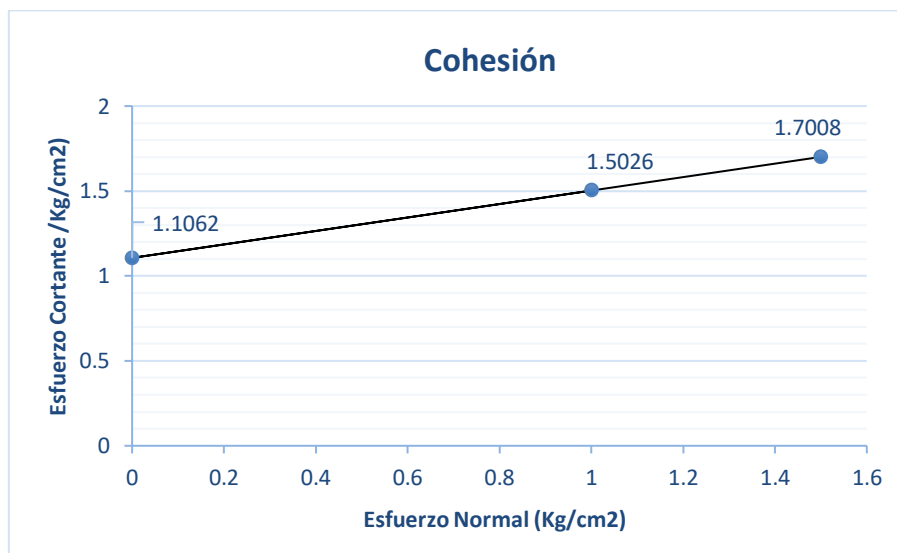


Figura 51. Cohesión del Material
Elaborado: Autor

El ángulo de fricción interna obtenido de la ecuación es: $\phi = 21,62337^\circ$.

La cohesión del material es: $c' = 1,1062 Kg/cm^2$.

3.5.1 Capacidad de Carga Última

Terzagui (1943), presentó la siguiente ecuación para la capacidad de carga última en cimentaciones corridas o continuas que presentan el modo de falla local:

$$q_u = \frac{2}{3} c' * N'_c + q * N'_q + \frac{1}{2} \gamma B N'_\gamma \quad \text{Ecuación (37)}$$

Dónde:

c' : Cohesión.

$$q = \gamma * D_f$$

γ : Peso específico del suelo

D_f : Profundidad de cimentación medida desde la superficie del terreno (2m).

B : Ancho de cimentación (Unidad (1m)).

N'_c, N'_q, N'_γ : Factores de capacidad de carga de Terzagui que son adimensionales

Los factores de capacidad de carga de Terzagui fueron obtenidos de la Tabla 3.1 (Factores de capacidad de carga de Terzagui — ecuaciones (3.4), (3.5) y (3.6). De Kumbhojkar (1993).) Fundamentos ingeniería cimentaciones. Das, B. M. (2011). Séptima Edición. Página 139.

Los valores de N'_c, N'_q, N'_γ para el ángulo de fricción de $\phi = 21,62337^\circ$ son:

		N'_c	N'_q	N'_γ
21	°	12,37	4,17	1,35
21,623	°	12,713	4,363	1,475
22	°	12,92	4,48	1,55

Reemplazando los datos en (37), tenemos:

$$q_u = \frac{2}{3} \left(11062 \frac{Kg}{m^2} * 12,712 \right) + 2 m * 2059 \frac{Kg}{m^3} * 4,36 + \frac{1}{2} \left(2059 \frac{Kg}{m^3} * 1 m * 1,474 \right)$$

$$q_u = 113239,075 \frac{Kg}{m^2} \approx 11,32 \frac{Kg}{cm^2}$$

3.5.2 Capacidad de Carga Admisible

Este valor depende de un Factor de Seguridad (FS), según Das (2011) dice “El factor de seguridad... debe ser de al menos de 3 en todos los casos” (pág. 141). Se define por la fórmula:

$$q_{adm} = \frac{q_u}{FS} \quad \text{Ecuación (38)}$$

$$q_{adm} = \frac{11,32 \frac{Kg}{cm^2}}{3}$$
$$\mathbf{q_{adm} = 3,774 Kg/cm^2}$$

Se diseñarán los estribos del puente para una capacidad admisible del suelo de: 3,774 Kg/cm².

CAPÍTULO IV

4. CÁLCULO Y DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA

4.1 SUPERESTRUCTURA DEL PUENTE

4.1.1 Pre dimensionamiento de los elementos transversales

La Superestructura del puente sobre el Río Chicaña está conformada por una sección compuesta de vigas longitudinales de acero paralelas al tráfico, éstas soportan un tablero de hormigón armado, la luz del puente es de 40 metros y posee un ancho de 5 metros.

4.1.1.1 Separación entre ejes de las vigas longitudinales

“En la preselección de las dimensiones... deben cumplir con los siguientes parámetros:” Rúaes (2014), p. 114.

$$S \geq 2 L_V \quad \text{Ecuación (39)}$$

$$L_V = \frac{W - S (N_V - 1)}{2} \quad \text{Ecuación (40)}$$

Dónde:

S : Espaciamiento entre vigas (mm)

L_V : Longitud del voladizo (mm)

W : Ancho total del puente (mm)

N_V : Número de vigas

Para aplicar la ecuación (40) se determinó un número de vigas igual a 2 y una separación entre ellas de 2.6 metros, el ancho total del tablero del puente será de 5 metros.

$$L_V = \frac{5000 - 2600 (2 - 1)}{2}$$

$$L_V = 1200$$

Comprobando la ecuación (39) tenemos:

$$2600 \geq 2 (1200)$$

$$2600 \geq 2400$$

Tabla 30. Datos del Proyecto del Puente sobre el Río Chicaña

LUZ DEL PUENTE	40,00	m
ANCHO TOTAL	5,00	m
ANCHO DE CALZADA	3,60	M
NÚMERO DE VIGAS	2	
SEPARACIÓN ENTRE VIGAS	2,60	M

Elaborado: Autor

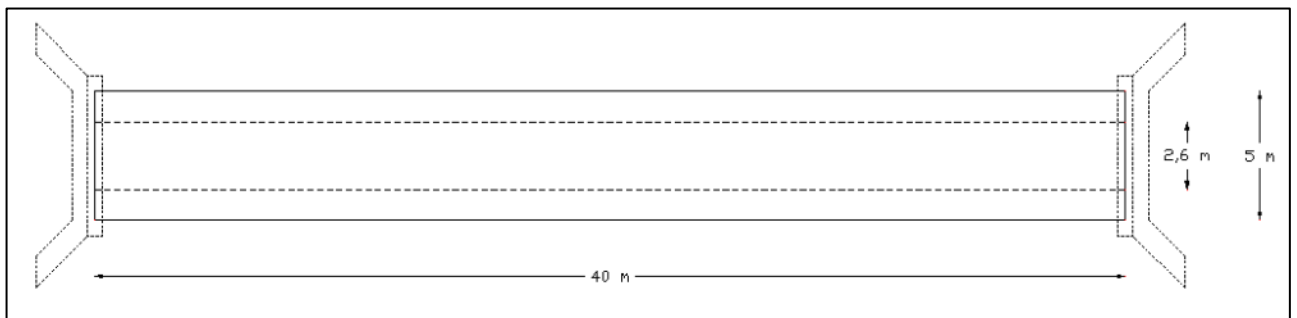


Figura 52. Sección Longitudinal de la Superestructura del puente sobre el Río Chicaña

Elaborado: Autor

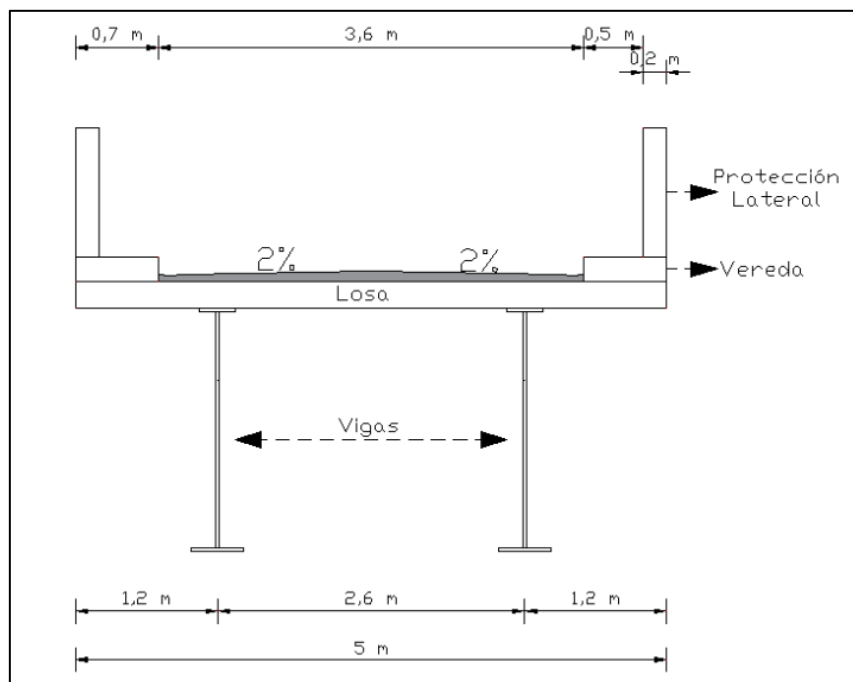


Figura 53. Sección Transversal del puente sobre el Río Chicaña

Elaborado: Autor

4.1.1.2 Determinación del espesor del Tablero

El tablero de la superestructura del puente será de Hormigón Armado, para lo cual se aplicará la Tabla 2.5.2.6.3-1 (Profundidades mínimas utilizadas tradicionalmente para estructuras de profundidad constante) del código AASTHO LRFD-2017, para nuestro caso corresponde a:

material de Hormigón Armado, Losa con armadura principal perpendicular al tráfico y a tramos simples; aplicando la siguiente ecuación del código ASSTHO:

$$t_{\text{mínimo}} = \frac{1,2 (S + 3000)}{30} \quad \text{Ecuación (41)}$$

Dónde:

$t_{\text{mínimo}}$: Profundidad mínima (mm)

S : Espaciamiento entre los ejes longitudinales de las vigas (mm)

La longitud de la losa corresponde a la longitud total del puente la cual es de 40 metros, la separación entre vigas es 2,60 m; aplicando la ecuación (41) tenemos:

$$t_{\text{mínimo}} = \frac{1,2((2600 \text{ mm}) + 3000)}{30}$$

$$t_{\text{mínimo}} = 224 \text{ mm}$$

Por motivos de desgaste y conservación del espesor estructural se añade un espesor de capa $h_{\text{sacrificial}} = 20 \text{ mm}$ (Rúales, 2014, p. 115), obteniéndose un espesor final de tablero (t).

$$t = t_{\text{mínimo}} + h_{\text{sacrificial}} \quad \text{Ecuación (42)}$$

Reemplazando datos en la ecuación (42) tenemos:

$$t = 224 \text{ mm} + 20 \text{ mm} = 244 \text{ mm}$$

Se colocará un espesor igual a:

$$t = 244 \text{ mm} \approx 24 \text{ cm} \approx 0,24 \text{ m}$$

4.1.2 Diseño del tablero de hormigón armado

La armadura principal que compone el tablero será perpendicular al tráfico, es decir perpendicular al eje longitudinal del del puente.

Para determinar las cargas solicitantes es necesario conocer la densidad de algunos materiales de construcción para ello se recurrió al código AASTHO Tabla 3.5.1.1-Densidades.

Tabla 31. Densidades de algunos materiales de construcción

Material	Densidad (Klb/pie ³)	Densidad (Kg/m ³)	Densidad (N/mm ³)
Aleaciones de Aluminio	0,175	2800	2,747E-05
Superficies de Rodamiento Bituminosas	0,140	2250	2,207E-05
Hierro Fundido	0,450	7200	7,063E-05

Escoria	0,060	960	9,418E-06
Arena, Limo o arcilla compactados	0,120	1925	1,888E-05
Agregados de baja densidad	0,110 a 0,135	1775	1,741E-05
Hormigón	Densidad normal con $f'c \leq 35$ Mpa (≤ 5 ksi)	0,145	2400
	Densidad normal con $35 < f'c \leq 105$ Mpa (≤ 15 ksi)	$0,140 + 0,001 f'c$	$2240 + 2,29 f'c$
Arena, Limo o gravas sueltos	0,100	1600	1,570E-05
Arcilla blanda	0,100	1600	1,570E-05
Grava, macadán o balasto compactado a rodillo	0,140	2250	2,207E-05
Acero	0,490	7850	7,701E-05
Sillería	0,170	2735	2,683E-05
Madera	Dura	0,060	960
	Blanda	0,050	800
Agua	Dulce	0,0624	1000
	Salada	0,0640	1025
Elemento	Masa por unidad de longitud (Kl/ft)	Masa por unidad de longitud (Kg/mm)	Masa por unidad de longitud (N/mm)
Rieles para tránsito, durmientes y fijadores por vía	0,200	0,3	2,943

Fuente: AASTHO LRFD-2017, Tabla 3.5.1-1 Densidades.

4.1.2.1 Cargas Permanentes

En la redacción de este documento se aplica la nomenclatura establecida en la AASTHO LRFD-2017, por lo tanto, para las nomenclaturas de las cargas referirse a la sección 3 (Cargas y Factores de Carga) del código.

4.1.2.1.1 Carga de la Capa de Rodadura

$$W_{Rodadura} = \gamma_{rodadura} * h \quad \text{Ecuación (43)}$$

Dónde:

γ_{rod} : Densidad de la Capa de rodadura (Superficie de rodamiento bituminosa) N/mm³

h : Espesor de la Capa de Rodadura (mm)

$$W_{Rodadura} = 2,207E - 05 \frac{N}{mm^3} * 50 mm$$

$$W_{Rodadura} = 1,1035E - 03 \frac{N}{mm}$$

4.1.2.1.2 Carga de la Protección Lateral

La protección Lateral está compuesta por columnas de hormigón armado cuadradas de 0,2 m de lado y de 1,10 m de altura entre las cuales se ubican tubos de acero de 0,1 m de diámetro dispuestos en 3 niveles, la separación entre las barandas de hormigón es de 2 metros; se tiene en total 20 tramos de barandas en toda la longitud del puente y 21 barandas de hormigón por cada lado del puente.

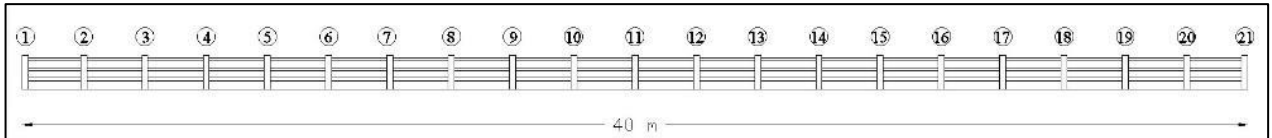


Figura 54. Sección Longitudinal de la Protección Lateral

Elaborado: Autor

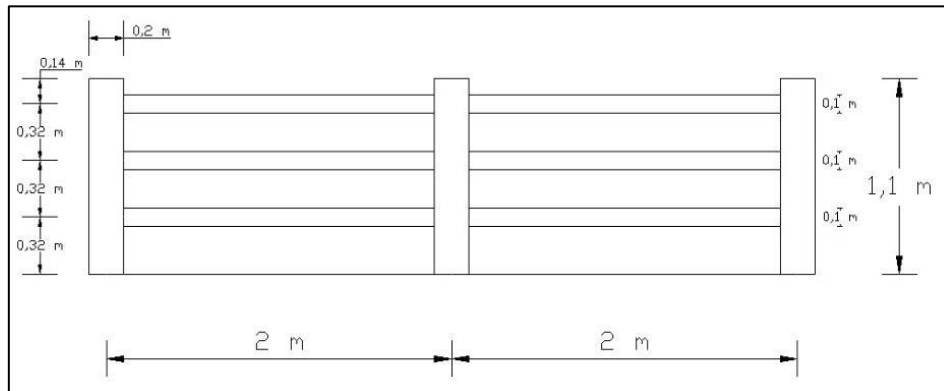


Figura 55. Detalle de la Sección Longitudinal de la Protección Lateral

Elaborado: Autor

$$W_{Barandas} = W_{Columnas} + W_{Prot. Acero} \quad \text{Ecuación (44)}$$

$$W_{Columnas} = V_{Columna} * \gamma_{Columna} * N \quad \text{Ecuación (45)}$$

Dónde:

$V_{Columna}$: Volumen de la Columna (mm^3)

$\gamma_{Columna}$: Densidad de la columna (N/mm^3)

N : Número de Columnas dispuestas longitudinalmente en el puente.

$$W_{Columnas} = (200 \text{ mm} * 200 \text{ mm} * 1200 \text{ mm}) * 2,354\text{E} - 05 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3} * 21$$

$$W_{Columnas} = 23728,32 \text{ N}$$

$$W_{Prot. Acero} = V_{Prot. Acero} * \gamma_{Prot. Acero} * N \quad \text{Ecuación (46)}$$

Dónde:

$V_{Prot. Acero}$: Volumen de las de Protecciones de acero (mm^3)

$\gamma_{Prot. Acero}$: Densidad de las de Protecciones de acero (N/mm^3)

N : Número de Protecciones de acero dispuestas longitudinalmente en el puente.

$$W_{Prot. Acero} = \{[(100 \text{ mm} * 100 \text{ mm}) - (96 \text{ mm} * 96 \text{ mm})] * 2000 \text{ mm} * 3\} * 7,70E - 05 \frac{N}{mm^3} * 21$$

$$W_{Prot. Acero} = 7606,37 \text{ N}$$

$$W_{Barandas} = 23728,32 \text{ N} + 7606,37 \text{ N}$$

$$W_{Barandas} = 31334,89 \text{ N}$$

$$W_{Barandas} = \frac{31334,89 \text{ N}}{\text{Longitud del Puente}}$$

$$W_{Barandas} = \frac{31334,89 \text{ N}}{40000 \text{ mm}}$$

$$W_{Barandas} = 0,783 \text{ N/mm}$$

4.1.2.1.3 Carga de la Vereda

$$W_{Vereda} = h_{Vereda} * \gamma_{Vereda} \quad \text{Ecuación (47)}$$

Dónde:

h_{Vereda} : Altura de la Vereda (mm)

γ_{Vereda} : Densidad del material de la vereda (Hormigón armado)

$$W_{Vereda} = 200 \text{ mm} * 2,354E - 05 \frac{N}{mm^3}$$

$$W_{Vereda} = 4,708E - 03 \text{ N/mm}$$

4.1.2.1.4 Carga de la Losa del Tablero

$$W_{Losa} = h_{Losa} * \gamma_{Losa} \quad \text{Ecuación (48)}$$

Dónde:

h_{Losa} : Altura de la Losa del Tablero (mm)

γ_{Losa} : Densidad del material de la Losa (Hormigón armado)

$$W_{Losa} = 240 \text{ mm} * 2,354E - 05 \frac{\text{N}}{\text{mm}^3}$$

$$W_{Losa} = 5,6496E - 03 \text{ N/mm}$$

4.1.2.2 Solicitaciones Generadas por la Aplicación de Cargas Permanentes

Las solicitaciones por la carga muerta se encontrarán al aplicar esta carga a una viga equivalente transversal al eje longitudinal del puente. Se consideran a las vigas como apoyos rígidos sobre las cuales se asienta el tablero del puente formando una viga continua de tres tramos A-B, BC Y CD, con dos apoyos, los tramos AB y CD se consideran como volados. Las unidades de los momentos encontrados por las cargas muertas es el Newton por Milímetro (Nmm), las reacciones encontradas en los apoyos tendrán como unidad el Newton (N).

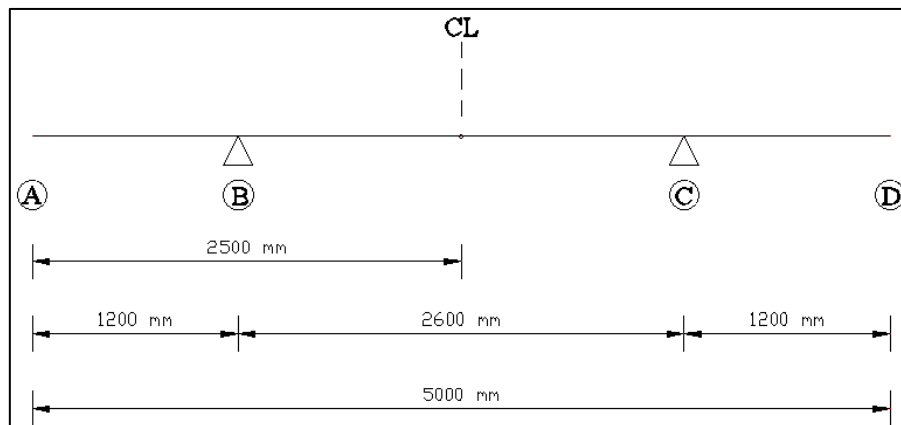


Figura 56. Esquema Representativo de la Franja Transversal del Tablero
Elaborado: Autor

4.1.2.2.1 Solicitaciones generadas por la carga: Losa del Tablero

$$W_{Losa} = 5,6496E - 03 \text{ N/mm}$$

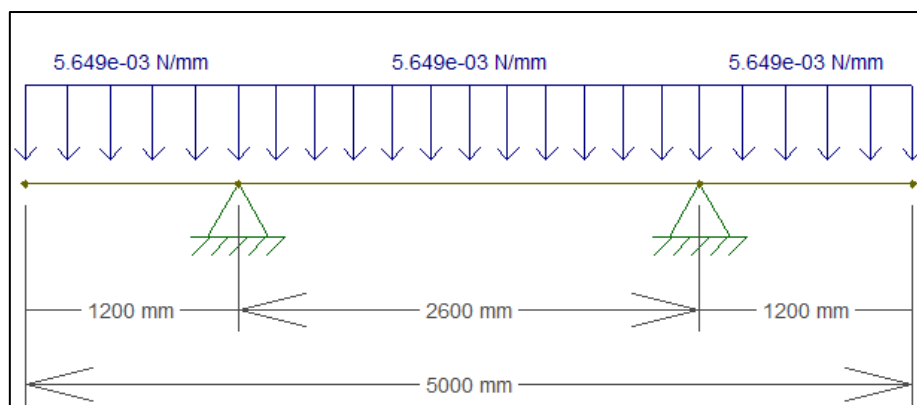


Figura 57. Viga cargada por: Losa del Tablero
Elaborado: Autor

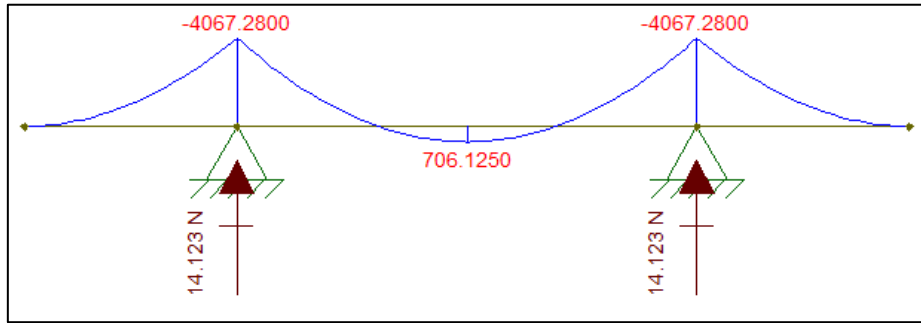


Figura 58. Momentos y Reacciones generadas por: Losa del Tablero
 Elaborado: Autor

$$R_B = 14,123 \text{ N}$$

$$R_C = 14,123 \text{ N}$$

$$M_B = -4067,28 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_C = -4067,28 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{CL} = 706,125 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

4.1.2.2.2 Solicitaciones generadas por la carga: Vereda

$$W_{Vereda} = 4,708E - 03 \text{ N/mm}$$

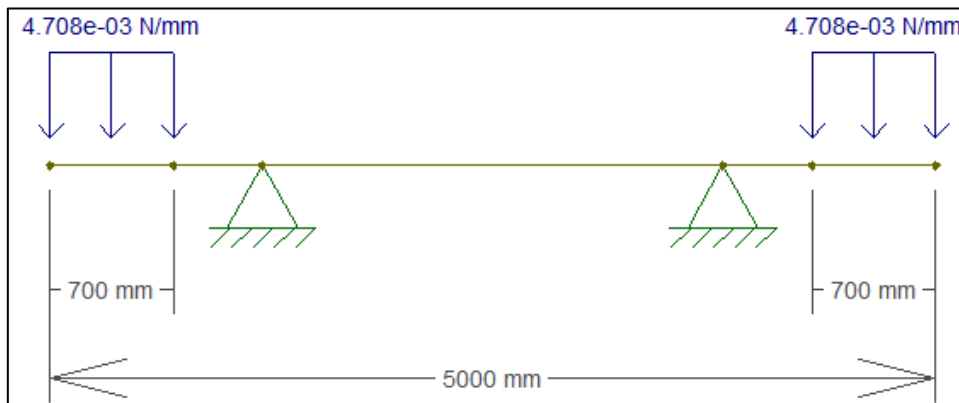


Figura 59. Viga cargada por: Vereda
 Elaborado: Autor

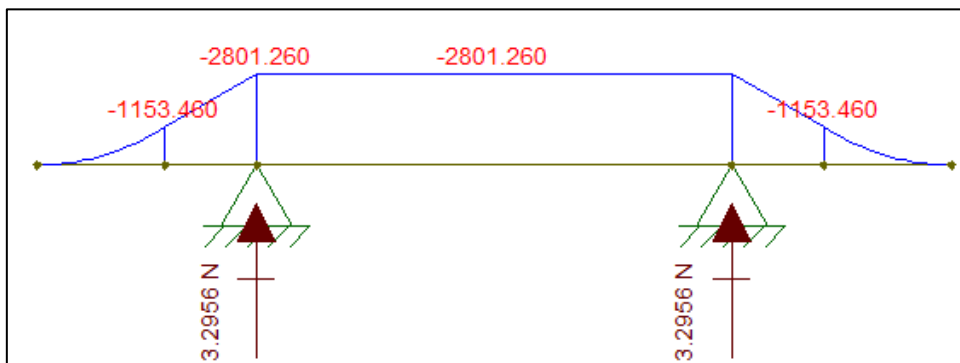


Figura 60. Momentos y Reacciones generadas por: Vereda
 Elaborado: Autor

$$R_B = 3,2956 \text{ N}$$

$$R_C = 3,2956 \text{ N}$$

$$M_B = -2801,26 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_C = -2801,26 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{CL} = -2801,26 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

4.1.2.2.3 Solicitaciones generadas por la carga: Barandas

La carga muerta generada por las barandas esta aplicada sobre 200 milímetros que es el ancho de las barandas, por lo tanto, se considera una carga puntual sobre el centro de gravedad de la baranda, es decir a 100 milímetros de los extremos de los volados.

$$W_{\text{Barandas}} = 0,783 \text{ N/mm}$$



Figura 61. Viga cargada por: Barandas
Elaborado: Autor

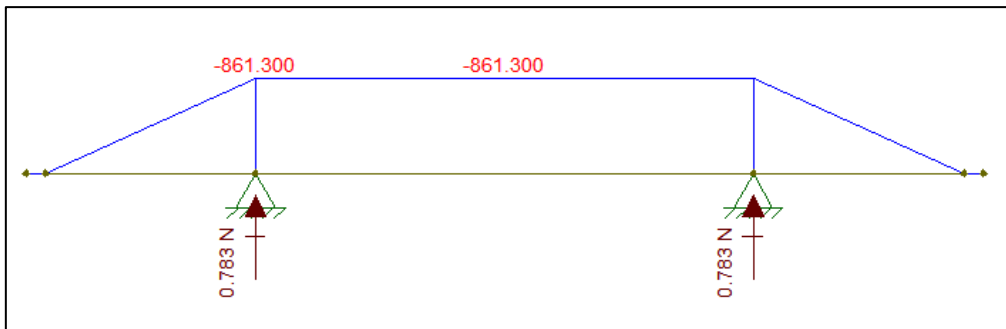


Figura 62. Momentos y Reacciones generadas por: Barandas
Elaborado: Autor

$$R_B = 0,783 \text{ N}$$

$$R_C = 0,783 \text{ N}$$

$$M_B = -861,30 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_C = -861,30 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

$$M_{CL} = -861,30 \text{ N} \cdot \text{mm}$$

4.1.2.2.4 Solicitaciones generadas por la carga: Capa de Rodadura

$$W_{Rodadura} = 1,1035E - 03 \frac{N}{mm}$$

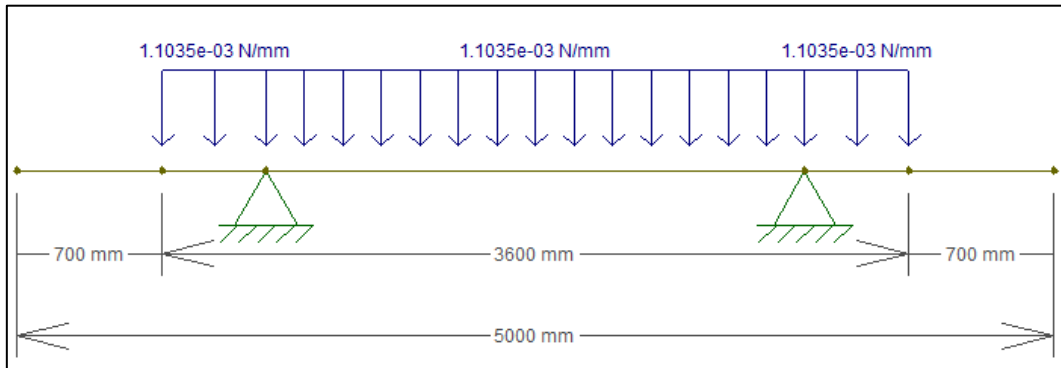


Figura 63. Viga cargada por: Capa de Rodadura
Elaborado: Autor

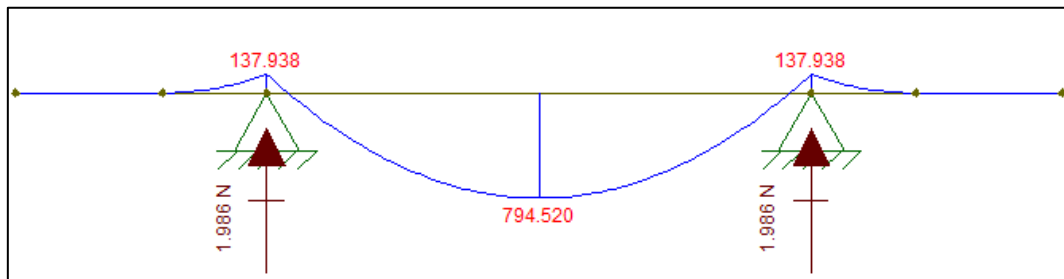


Figura 64. Momentos y Reacciones generadas por: Capa de Rodadura
Elaborado: Autor

$$R_B = 1,986 \text{ N}$$

$$R_C = 1,986 \text{ N}$$

$$M_B = -137,938 \text{ N.mm}$$

$$M_C = -137,938 \text{ N.mm}$$

$$M_{CL} = 794,520 \text{ N.mm}$$

4.1.2.3 Solicitaciones Generadas por la Aplicación de Cargas Transitorias

Para el diseño del tablero se usará el método de análisis aproximado del código AASTHO expuesto en el 4.6.2 de dicho código, uno de los métodos aproximados es el "Ancho de las Fajas Equivalentes Interiores" en el 4.6.2.1.3 del código.

La carga viva a aplicarse corresponde a la Sobrecarga Vehicular de Diseño HL-93 del 3.6.2.1 del código, la cual consiste de la combinación de: "Camión de Diseño o Tándem de Diseño + Carga de Carril" (AASTHO LRFD-2017, 3-21).

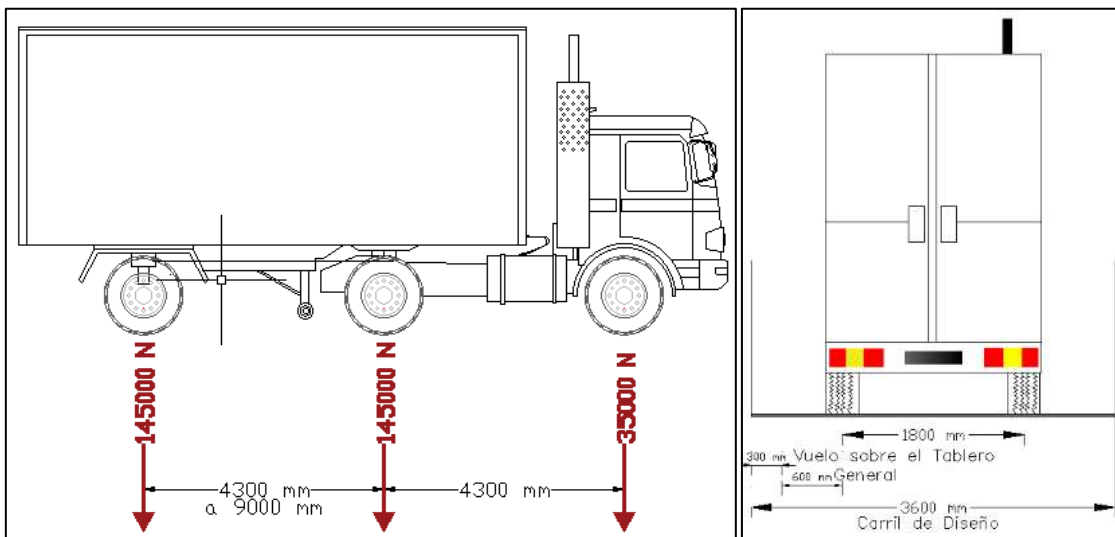


Figura 65. Características del camión de diseño

Elaborado: Autor

En el artículo 3.6.1.3 “Aplicación de Sobrecargas Vehiculares de Diseño” del código indica que “Tanto los carriles de diseño como el ancho cargado de 3000 mm en cada carril se deberán ubicar de manera que produzcan solicitaciones extremas.” (AASHTO LRFD-2017, 3-26).

Además, indica que: “El camión o Tándem de Diseño se ubicará transversalmente de manera que ninguno de los centros de cargas de rueda esté a menos de:

- Para el diseño del vuelo del Tablero – 1 pie (300 mm) a partir de la cara del cordón o baranda, y
- Para el diseño de todos los demás componentes – 2 pies (600 mm) a partir del borde del carril de diseño.” (AASHTO LRFD-2017, 3-27).

Para determinar los momentos se usará la carga puntual producida por una rueda que genera la máxima carga que resulta igual a:

$$P_{Rueda} = \frac{145000 N}{2} = 72500 N$$

Tabla 32. Fajas Equivalentes

TIPO DE TABLERO	DIRECCIÓN DE LA FAJA PRIMARIA EN RELACIÓN CON EL TRÁFICO	ANCHO DE LA FAJA PRIMARIA (mm)
Hormigón:	• Colado in situ	Vuelo
		Paralela o Perpendicular

		1140 + 0,833 X
		*M: 660 + 0,55 S
		ˆM: 1220 + 0,25 S

	• Colado in situ con encofrados perdidos	Paralela o Perpendicular	*M: $660 + 0,55 S$ -M: $1220 + 0,25 S$
	• Prefabricado, postensado	Paralela o Perpendicular	*M: $660 + 0,55 S$ -M: $1220 + 0,25 S$
Acero:	• Emparrillado Abierto	Barras principales	$0,007 P + 4,0 S_b$
	• Emparrillado con vanos total o parcialmente llenos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
	• Emparrillados compuestos si rellenos en los vanos	Barras principales	Se aplica el artículo 4.6.2.1.8
Madera:	• Madera laminada y encolada prefabricada		
	○ No interconectada	Paralela Perpendicular	$2,0 h + 760$ $2,0 h + 1020$
	○ Interconectada	Paralela Perpendicular	$2280 h + 0,07 L$ $4,0 h + 760$
	• Laminada y Tesada	Paralela Perpendicular	$0,066 S + 2740$ $0,84 S + 610$
	• Laminada y clavada		
	○ Tableros continuos o paneles Interconectados	Paralela Perpendicular	$2,0 h + 760$ $4,0 h + 1020$
	○ Paneles no interconectados	Paralela Perpendicular	$2,0 h + 760$ $2,0 h + 1020$

Fuente: AASTHO LRFD-2017. Tabla 4.6.2.1.3-1, 4-24

Dónde:

S: Separación de los elementos de apoyo (mm).

h: Altura del Tablero (mm).

L: Longitud del tramo del tablero (mm).

P: Carga del eje (N).

S_b: Carga de eje (N).

***M:** Momento Positivo.

\bar{M} : Momento Negativo.

X : Distancia entre la carga y el punto de apoyo (mm).

4.1.2.3.1 Momento Máximo Negativo Debido a Carga Transitoria en el Volado

De la Tabla 31 usaremos la ecuación correspondiente a Hormigón Colado in Situ en Volado que es igual a: **1140 + 0,833 X**.

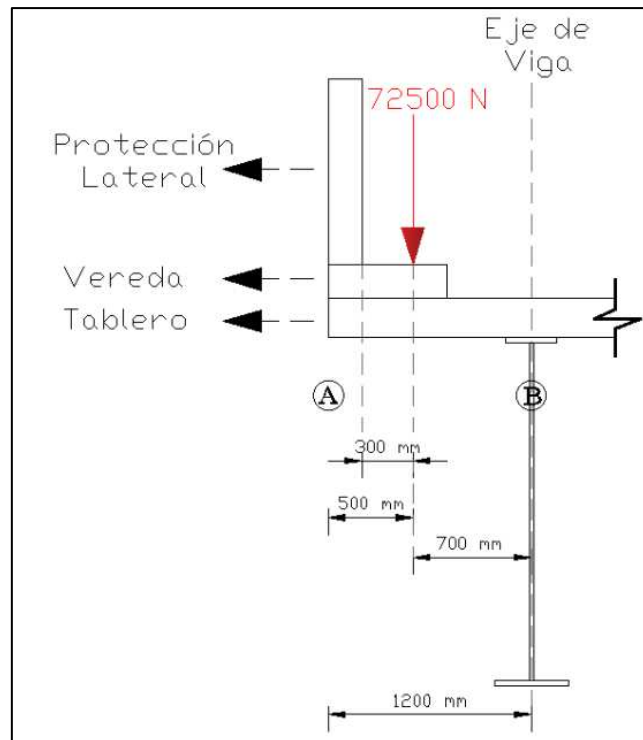


Figura 66. Esquema de ubicación de la carga de rueda en el volado

Elaborado: Autor

Ancho de Franja Equivalente (E_V):

$$E_V = 1140 + 0,833 x$$

$$E_V = 1140 + 0,833 (700 \text{ mm})$$

$$E_V = 1723,10 \text{ mm}$$

Para determinar el momento se considera a este afectado por el Factor de Presencia Múltiple (m) en la Tabla 3.6.1.1.2-1 del código AAASHTO indica que es igual a 1,20 para un solo carril cargado.

$$M_B = -m \left(\frac{P_{Rueda}}{E_V} * x \right)$$

Ecuación (49)

Reemplazando los datos en (45) tenemos:

$$M_B = -1,20 \left(\frac{72500 \text{ N}}{1723,10 \text{ mm}} * 700 \text{ mm} \right)$$

$$M_B = -35343,28 \text{ Nmm/mm}$$

4.1.2.3.2 Momento Máximo Positivo por Carga Transitoria

El M_{max^+} para este caso en particular ocurre al aplicar la carga de acuerdo a la figura 66.

De la Tabla 31 usaremos la ecuación correspondiente a Hormigón Colado in Situ, Paralela o Perpendicular es igual a: **660 + 0,55 S**.

Ancho de Franja Equivalente (E_V):

$$E_{V(+)} = 660 + 0,55 S$$

$$E_{V(+)} = 660 + 0,55 (2600 \text{ mm})$$

$$E_{V(+)} = 2090 \text{ mm}$$

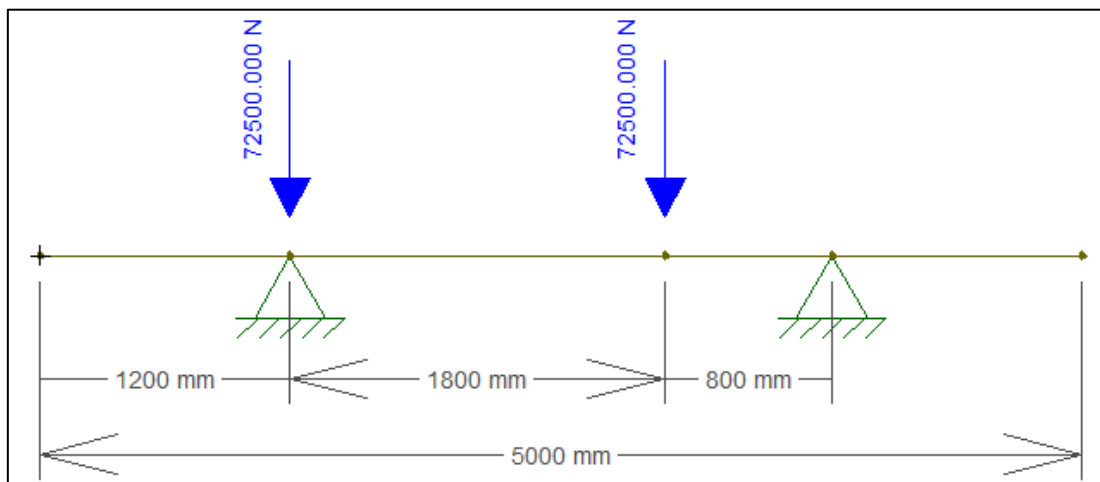


Figura 67. Ubicación de la carga de camión de diseño en la posición que genera el momento máximo
Elaborado: Autor

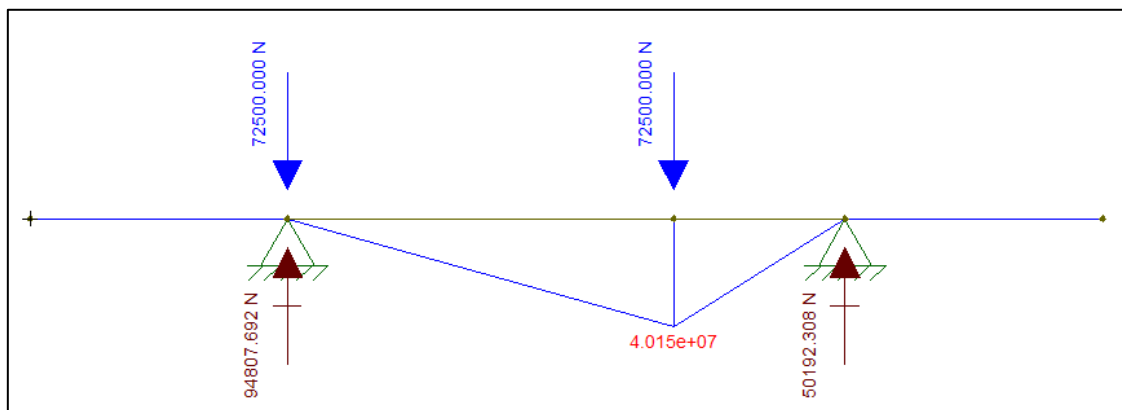


Figura 68. Momentos y Reacciones generadas por las ruedas del camión de diseño
Elaborado: Autor

$$M_n = 40\ 153\ 846,2 \text{ Nmm}$$

$$M_{BC(max)} = m \left(\frac{M_n}{E_V} * IM \right) \quad \text{Ecuación (50)}$$

Dónde:

IM: Incremento por carga dinámica (Todos los demás estados límites: 33 %, AASTHO-LRFD 3.6.2)

Reemplazando los datos obtenidos en (46), tenemos:

$$M_{BC(max)} = 1,20 \left(\frac{40\,153\,846,2\,Nmm}{2090\,mm} * 1,33 \right)$$

$$M_{BC(max)} = 30662,94\,Nmm/mm$$

4.1.2.3.3 Máximo valor de la Reacción de la viga Exterior por carga Viva

En este caso no existen vigas interiores por lo que las reacciones máximas exteriores son iguales en ambos apoyos. Se ubica la carga de la primera rueda a una distancia de 500 mm del volado (200 milímetros de ancho de protección lateral más 300 milímetros donde se ubica la excentricidad de la carga de la rueda de acuerdo a 3.6.1.3 de la AASTHO).

Ancho de Franja Equivalente (E_V):

$$E_V = 1140 + 0,833 x$$

$$E_V = 1140 + 0,833 (700\,mm)$$

$$E_V = 1723,10\,mm$$

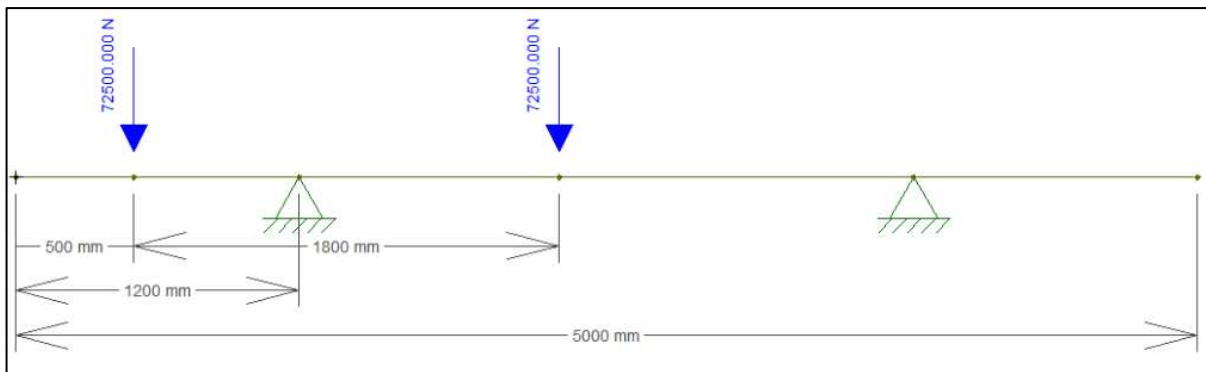


Figura 69. Ubicación de la carga en la posición que genere la máxima reacción en el apoyo
Elaborado: Autor

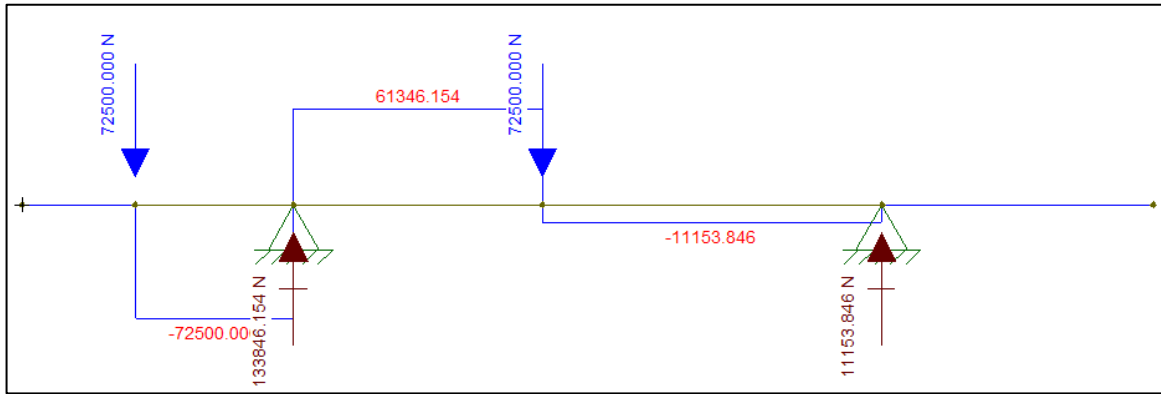


Figura 70. Reacción en el apoyo exterior B generada por la carga viva
Elaborado: Autor

$$Rn_B = 133846,15 \text{ N}$$

$$R_B = m \left(\frac{Rn_B}{E_V} \right) \quad \text{Ecuación (51)}$$

Reemplazando los datos que obtuvimos en (47), tenemos:

$$R_B = 1,20 \left(\frac{133846,15 \text{ N}}{1723,10 \text{ mm}} \right)$$

$$R_B = 77,68 \text{ N/mm}$$

4.1.2.4 Momentos de Diseño del Tablero

Los estados Límites de Diseño se establecen en el artículo 3.4.1 del código, el puente será diseñado de acuerdo al estado límite de **RESISTENCIA I** (Combinación de cargas básica, representa el uso normal del puente, sin viento).

Para el diseño del acero del tablero se debe de obtener las solicitaciones máximas mayoradas de acuerdo al código AASHTO, en el 3.4.1 del código indica que se tomarán la solicitación mayorada total de:

$$Q = \sum \eta_i \gamma_i Q_i \quad \text{Ecuación (52)}$$

Dónde:

η_i : Modificador de las cargas, relacionado con la ductilidad, redundancia e importancia operativa.

γ_i : Factores de Carga

Q_i : Solicitaciones de las cargas aquí especificadas

4.1.2.4.1 Factores y Modificadores de Carga Aplicables

De acuerdo a 1.3.2.1 del código AASTHO, $\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$ para cargas para las cuales η_i máximo es apropiado, $\eta_i = (1/\eta_D \eta_R \eta_I) \leq 1$ para cargas para las cuales η_i mínimo es apropiado.

Para el diseño del puente se tomaron los siguientes valores:

$$\eta_D = 0,95 \text{ (Ductilidad, 1.3.3 del Código)}$$

$$\eta_R = 1 \text{ (Redundancia, 1.3.4 del Código)}$$

$$\eta_I = 1 \text{ (Importancia Operativa, 1.3.5 del Código)}$$

$$\eta_i = 0,95 * 1 * 1$$

$$\eta_i = 0,95$$

Los factores de carga para RESISTENCIA I se obtienen de la Tabla 3.4.1-1 (Combinaciones de Carga y Factores de Carga) y de la Tabla 3.3.1-2 (Factores de Carga para Cargas Permanentes) del código.

$$\eta_{LL} = 1,75$$

$$\eta_{DW} = 1,50$$

$$\eta_{DC} = 1,25$$

Tabla 33. Resumen de las solicitaciones producidas por la carga

Efecto	Unidad	Carga Muerta			Carga Viva	
		Losas Tablero	Barandas	Vereda	DW Capa de Rodadura	LL Carga Camión
W	N/mm	5,6496E-03	0,783	4,708E-03	1,1035E-03	72,50E3
R_B	N/mm	14,123	0,783	3,2956	1,986	77,68
M_B	N.mm	-4076,28	-861,30	-2801,26	-137,938	-35343,28
M_{BC}	N.mm	1,016	-861,30	-2801,26	656,351	30662,94

Elaborado: Autor

4.1.2.4.2 Combinaciones de Carga

Aplicando los factores de carga en la ecuación (52) tenemos:

$$\eta \sum \eta_i Q_i = \eta_i (1,25 M_{DC} + 1,50 M_{DW} + 1,75 M_{LL})$$

Al aplicar la expresión anterior para efecto de la tabla obtenemos:

- Máxima Reacción Presentada en el apoyo B

$$R_B = 0,95\{[1,25 (14,123 + 0,783 + 3,2956)] + [1,50 (1,986)] + [1,75 (77,68 * 1,33)]\}$$

$$\mathbf{R_B = 196,20 N/mm}$$

- Momento Máximo Negativo Presentado en el Apoyo B

$$M_B = 0,95\{[1,25 (-4076,28 - 861,3 - 2801,26)] + [1,50 (-137,938)] + [1,75 (-35343,28 * 1,33)]\}$$

$$\mathbf{M_B = -87534,84 N.mm/mm}$$

- Momento Máximo Presentado en el Tramo BC:

$$M_{BC} = 0,95\{[1,25 (1,016 - 861,3 - 2801,26)] + [1,50 (656,351)] + [1,75 (30662,94 * 1,33)]\}$$

$$\mathbf{M_{BC} = 64386,81 N.mm/mm}$$

4.1.2.4.3 Momento Máximo Positivo de Diseño del Tablero

El momento de diseño de la armadura inferior es el producido en el tramo BC, siendo este igual a:

$$M_u^+ = M_{(BC)}$$

Ecuación (53)

$$M_u^+ = 64386,81 \frac{N \text{ mm}}{mm} \approx 64,39 \frac{KN \text{ mm}}{mm}$$

4.1.2.4.4 Momento Máximo Negativo de Diseño del Tablero

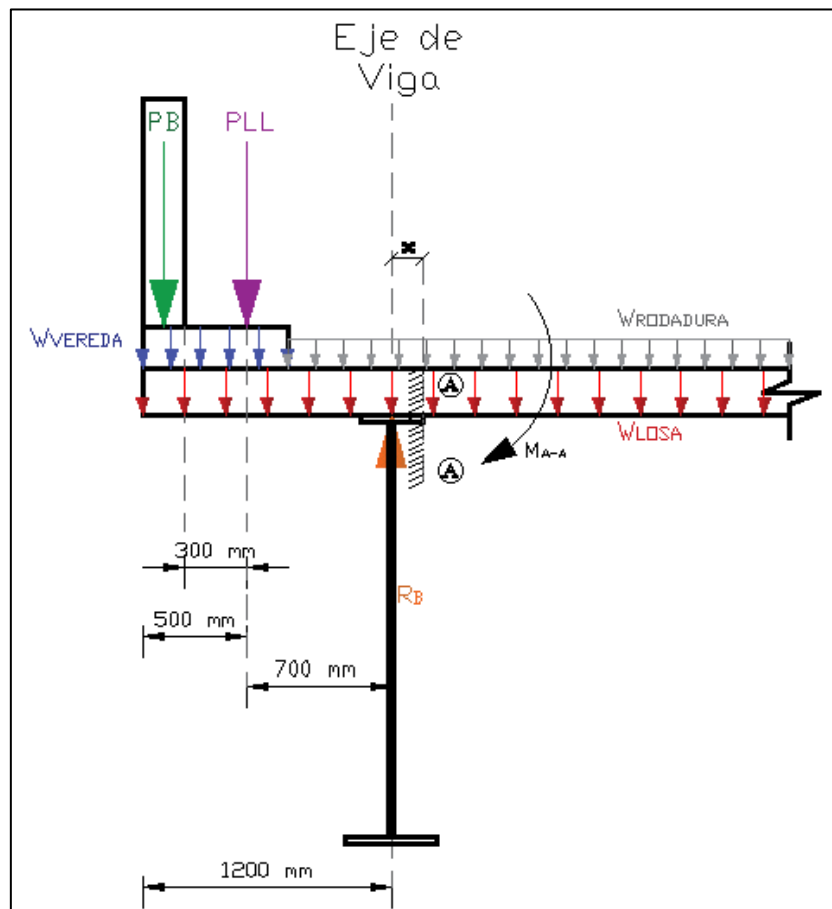


Figura 71. Cargas actuantes y sección crítica A-A
Elaborado: Autor

- Carga Muerta
 - Losa del Tablero

$$M_{LOSA} = -\frac{1}{2} * W_{LOSA} * X^2 + R_{B(LOSA)} * X \quad \text{Ecuación (54)}$$

Dónde:

W_{LOSA} : Carga de la Losa

X : Distancia del eje de viga a la sección A-A

$R_{B(LOSA)}$: Reacción en el apoyo B debido a la carga de la Losa

Reemplazando los datos en (50), tenemos:

$$M_{LOSA} = -0,5 * 5,6496E - 03 \text{ N/mm} * (150\text{mm})^2 + 14,123 \text{ N} (150\text{mm})$$

$$M_{LOSA} = 2054,892 \text{ Nmm/mm}$$

- Vereda

$$M_{VEREDA} = -W_{VEREDA} * L_V * \left(\frac{L_V}{2} + X\right) + R_{B(VEREDA)} * X \quad \text{Ecuación (55)}$$

Dónde:

W_{VEREDA} : Carga de la Vereda

L_V : Longitud del volado

$R_{B(VEREDA)}$: Reacción en el apoyo B debido a la carga de la Vereda

Reemplazando los datos en (55), tenemos:

$$M_{VEREDA} = -4,708E - 3 \frac{N}{mm} * 1200 \text{ mm} * \left(\frac{1200 \text{ mm}}{2} + 150 \text{ mm}\right) + 3,2956 \text{ N} * 150 \text{ mm}$$

$$M_{VEREDA} = -3742,86 \text{ Nmm/mm}$$

- Barandas

$$M_{BARANDAS} = -W_{BARANDAS} * (L_V + X - X_B) + R_{B(BARANDA)} * X \quad \text{Ecuación (56)}$$

Dónde:

$W_{BARANDAS}$: Carga de la Baranda

X_B : Distancia al centro de gravedad de la baranda desde el borde del volado

$R_{B(BARANDA)}$: Reacción en el apoyo B debido a la carga de la Baranda

Reemplazando los datos en (56), tenemos:

$$M_{BARANDAS} = -0,783 \text{ N} * (1200 \text{ mm} + 150 \text{ mm} - 100 \text{ mm}) + 0,783 \text{ N} * 150 \text{ mm}$$

$$M_{BARANDAS} = -861,3 \text{ Nmm/mm}$$

- Capa de Rodadura

$$M_{RODADURA} = -\frac{1}{2} * W_{RODADURA} * (L_V + X - A_B)^2 + R_{B(RODADURA)} * X \quad \text{Ecuación (57)}$$

Dónde:

$W_{RODADURA}$: Carga de la Capa de Rodadura

A_B : Ancho de la Baranda o Protección Lateral en su base

$R_{B(RODADURA)}$: Reacción en el apoyo B debido a la carga de la Capa de Rodadura

Reemplazando los datos en (57), tenemos:

$$M_{\text{RODADURA}} = -\frac{1}{2} * 1,1035E - 03 \text{ N} * (1200 \text{ mm} + 150 \text{ mm} - 200 \text{ mm})^2 + 1,986 \text{ N} * 150 \text{ mm}$$

$$M_{\text{RODADURA}} = -431,789 \text{ Nmm/mm}$$

- **Carga Viva**

Por la Tabla 3.6.1.1.2-1 del código AAASHTO tenemos para nuestro caso el factor de presencia múltiple **m= 1,20**.

$$P_{LL} = m \left[\frac{P_{\text{RUEDA}}}{E_V} \right] \quad \text{Ecuación (58)}$$

Reemplazando los datos en (58), tenemos:

$$P_{LL} = 1,20 \left[\frac{72500 \text{ N}}{1723,10 \text{ mm}} \right]$$

$$P_{LL} = 50,49 \text{ N/mm}$$

$$M_{LL} = -P_{LL} * (X_{P_{LL}-B} + X) + R_{B(LL)} * X \quad \text{Ecuación (59)}$$

P_{LL} : Carga Viva

$X_{P_{LL}-B}$: Distancia desde P_{LL} al eje de la viga

$R_{B(LL)}$: Reacción en el apoyo B debido a la carga viva

Reemplazando los datos en (59), tenemos:

$$M_{LL} = -50,49 \text{ N} * (700 \text{ mm} + 150 \text{ mm}) + 77,68 \text{ N} * 150 \text{ mm}$$

$$M_{LL} = -31264,84 \text{ Nmm/mm}$$

Tabla 34. Momentos flectores actuantes en la sección A-A

TIPO DE CARGA	DENOM. (AASTHO)	DESCRIP.	MOMENTO A-A (Nmm/mm)
CARGA MUERTA	DC	Losa	2054,892
		Tablero	-861,30
	DW	Barandas	-3742,860
		Vereda	-431,789
CARGA VIVA	LL	Carga Camión	-31264,836

Elaborado: Autor

Aplicando los Momentos de cada combinación de carga de la Tabla (34) en la ecuación (52) para el caso de Resistencia I, tenemos:

$$M_{A-A} = 0,95 (1,25 M_{DC} + 1,50 M_{DW} + 1,75 M_{LL}) \quad \text{Ecuación (60)}$$

Reemplazando los datos de la Tabla (33) en (60), tenemos:

$$M_{A-A} = 0,95\{[1,25 (2054,89 - 861,30 - 3742,86)] + [1,50 (-431,78)] + [1,75 (-31264,84 * 1,33)]\}$$

$$M_{A-A} = -72773,01 \text{ Nmm/mm}$$

Al comparar el Momento obtenido con el momento máximo negativo presentado en el apoyo B, deducimos que:

$$M_B > M_{A-A}$$

$$\left(-87372,87 \text{ N} \cdot \frac{\text{mm}}{\text{mm}}\right) > \left(-72773,01 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}\right)$$

Por lo tanto, el momento negativo de diseño es:

$$M_u^- = -87534,84 \frac{\text{N mm}}{\text{mm}} \approx 87,53 \frac{\text{KN mm}}{\text{mm}}$$

Tabla 35. Solicitaciones últimas de diseño del acero perpendicular al trafico

REACCIÓN EN APOYOS	196,20 N/mm
MOMENTO MAXIMO POSITIVO	64,39 KN/mm
MOMENTO MAXIMO NEGATIVO	87,53 KN/mm

Elaborado: Autor

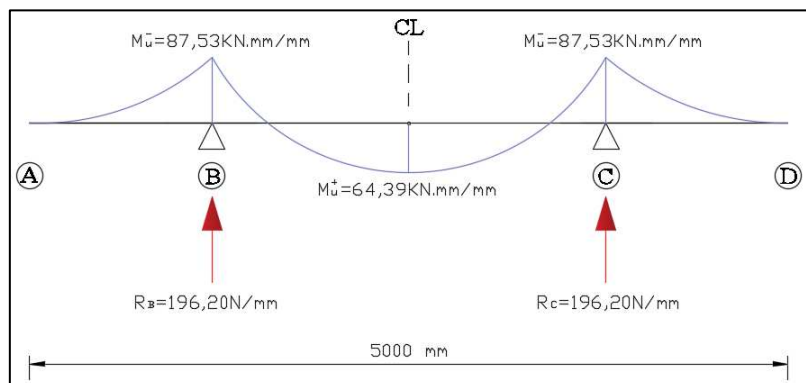


Figura 72. Representación de las Solicitaciones últimas de diseño del acero perpendicular al trafico
Elaborado: Autor

4.1.2.5 Diseño de la Armadura Principal de Refuerzo

Materiales:

- Hormigón:

Referirse a ACI-318S, 2014; 19.2.1.1, pág. 333.

- Resistencia a la Compresión Cilíndrica

$$f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

- Módulo de Elasticidad:

$$E_c = 15100 \sqrt{f'c} = 15100 \sqrt{280 \text{ Kg/cm}^2} = 252671 \text{ Kg/cm}^2$$

- Acero de Refuerzo:

Referirse a ACI-318S, 2014; 20.2.2.4, Tabla 20.2.2.4a, Refuerzo corrugado no preesforzado, pág. 349.

- Límite de Fluencia

$$f_y = 420 \text{ MPa}$$

- Módulo de Elasticidad:

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

Recubrimiento:

El recubrimiento sobre el hormigón deberá ser el correspondiente al especificado en la Tabla 5.12.3-1 de código AASTHO.

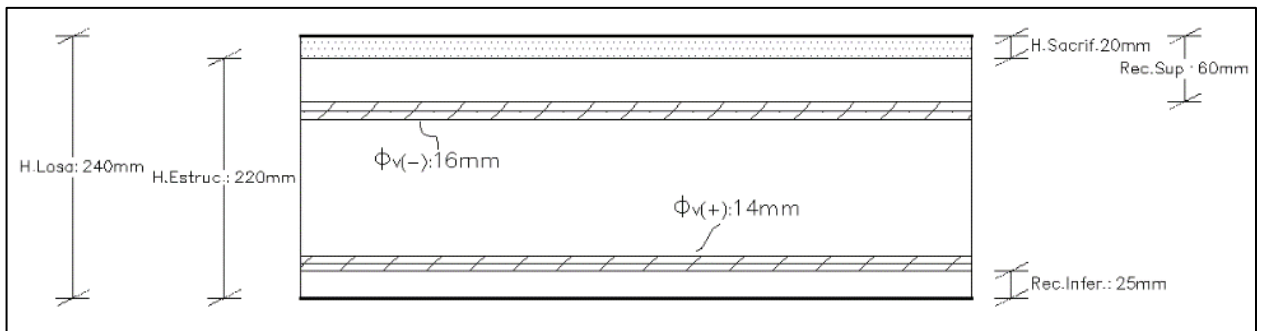


Figura 73. Representación de las alturas efectivas para el armado de la losa
Elaborado: Autor

Alturas Efectivas:

- Altura Efectiva Positiva

$$d_{positivo} = H_{Losa} - (H_{Sacrif.} + Rec_{Infer.} + \frac{\phi_v(+)}{2}) \quad \text{Ecuación (61)}$$

$$d_{positivo} = 240 \text{ mm} - (20 \text{ mm} + 25 \text{ mm} + \frac{14 \text{ mm}}{2})$$

$$d_{\text{positivo}} = 188 \text{ mm}$$

- Altura Efectiva Negativa

$$d_{\text{negativo}} = H_{\text{Losas}} - \left(\text{Rec}_{\text{Sup.}} + \frac{\phi_v(-)}{2} \right) \quad \text{Ecuación (62)}$$

$$d_{\text{negativo}} = 240 \text{ mm} - \left(60 \text{ mm} + \frac{16 \text{ mm}}{2} \right)$$

$$d_{\text{negativo}} = 172 \text{ mm}$$

Tabla 36. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas

SITUACIÓN	RECUBRIMIENTO (in)	RECUBRIMIENTO (mm)
Exposición Directa al agua salada	4,0	100
Hormigonado contra el suelo	3,0	75
Ubicaciones costeras	3,0	75
Exposición a sales anticongelantes	2,5	60
Superficies de Tableros con tránsito de neumáticos con clavos o cadenas	2,5	60
Otras situaciones exteriores	2,0	50
Otras situaciones interiores		
• Hasta barras No. 36	1,5	40
• Barras No. 43 y No. 57	2,0	50
Fondo de losas hormigonadas in situ		
• Hasta barras No. 36	1,0	35
• Barras No. 43 y No. 57	2,0	50
Encofrados Inferiores para paneles prefabricados	0,8	20
Pilotes prefabricados de hormigón armado		
• Ambientes no corrosivos	2,0	25
• Ambientes corrosivos		50
Pilotes prefabricados de hormigón pretensado	3,0	50
Pilares hormigonados in situ		
• Ambientes no corrosivos	2,0	50
• Ambientes corrosivos		
- En general	2,0	75
- Armadura Protegida	3,0	75
• Cáscaras		50
• Hormigón colocado con lodo bentonítico, hormigón colocado por el sistema tremie o construcción con lechada		75

Fuente: AASTHO LRFD-2017. Tabla 5.10.1-1, 5-165

4.1.2.5.1 Diseño del Refuerzo Principal para el Momento Positivo

- Momento Positivo de Diseño

$$M_u^+ = 64386,81 \frac{N \text{ mm}}{mm}$$

El momento M_u^+ de diseño debe ser como mínimo el valor comprendido entre: $1,2 M_{cr}$ y $1,3 M_u^+$.

Entonces:

$$M_{cr} = S_{nc} * f_r \quad \text{Ecuación (63)}$$

Dónde:

$$S_{nc} = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ecuación (64)}$$

$$S_{nc} = \frac{1 \text{ mm} * 240 \text{ mm}^2}{6}$$

$$S_{nc} = 9600 \text{ mm}$$

$$f_r = 0,97 \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (65)}$$

$$f_r = 0,97 \sqrt{28 \text{ MPa}}$$

$$f_r = 5,13 \text{ N/mm}^2$$

Entonces:

$$M_{cr} = 9600 \text{ mm} * 5,13 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 49274,47 \text{ N.mm /mm} \approx 49,27 \text{ KN.mm /mm}$$

Aplicando la condición de: $1,2 M_{cr}$ y $1,3 M_u^+$, tenemos:

$$1,2 M_{cr} = 59,129 \text{ KN.mm /mm}$$

$$1,3 M_u^+ = 85,85 \text{ KN.mm /mm}$$

Por lo tanto, el momento de diseño de la armadura positiva será: $64386,81 \frac{N \text{ mm}}{mm}$ que es un valor que está comprendido entre las condiciones.

Procedemos a calcular la cuantía de acero:

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * k}{\phi * f_y}} \right) \quad \text{Ecuación (66)}$$

Dónde:

$$k = \frac{M_u^+}{b * d^{pos^2}} \quad \text{Ecuación (67)}$$

$$k = \frac{64386,81 \frac{N \cdot mm}{mm}}{1 \text{ mm} * (188 \text{ mm})^2}$$

$$k = 1,822 \text{ N/mm}^2 \approx 1822,1 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 * f'_c} \quad \text{Ecuación (68)}$$

$$m = \frac{420 \text{ N/m}^2}{0,85 * 28 \text{ N/m}^2}$$

$$m = 17,647$$

Entonces:

$$\rho = \frac{1}{17,647} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17,647 * 1822,1 \text{ KN/m}^2}{0,85 * 420 \text{ N/m}^2 * 1000 \text{ N}}} \right)$$

$$\rho = 0,0053571$$

Determinamos la cantidad de acero:

$$A_s^+ = \rho * b * d^{pos} \quad \text{Ecuación (69)}$$

$$A_s^+ = 0,0053571 * 1000 \text{ mm} * 188 \text{ mm}$$

$$A_s^+ = 1007,14 \text{ mm}^2 \approx 10,07 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset 14 \text{ mm} = 1,5394 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ } \emptyset 14 \text{ mm} = 10,776 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100 \text{ cm}}{7 \text{ varillas}} = 14,28 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm}$$

Colocar 1 \emptyset 14 mm c/140 mm

Verificación:

- Ductilidad

Debe cumplir la siguiente condición:

$$a \leq 0,35 d^{pos} \quad \text{Ecuación (70)}$$

Dónde:

$$a = \frac{A_s^+ * f_y}{0,85 * f'c * b} \quad \text{Ecuación (71)}$$

$$a = \frac{10,776 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}}$$

$$a = 1,902 \text{ cm}$$

Entonces:

$$0,35 d^{pos} = 0,35 * 18,8 \text{ cm} = 6,58 \text{ cm}$$

$$1,902 \text{ cm} < 6,58 \text{ cm} \quad (\text{CUMPLE})$$

- Capacidad del Momento Resistente

Debe cumplir la condición que el momento resistente sea mayor o igual que el momento de diseño:

$$\phi M_n \geq M_u^+ \quad \text{Ecuación (72)}$$

Dónde:

$$\phi M_n = \phi * A_s^+ * f_y * \left(d^{pos} - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,90 * 10,776 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(18,8 \text{ cm} - \frac{1,902 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 72703,396 \text{ Nmm/mm}$$

$$72703,396 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}} > 64386,81 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}} \quad (\text{CUMPLE})$$

4.1.2.5.2 Diseño del Refuerzo Principal para el Momento Negativo

- Momento Negativo de Diseño

$$M_u^- = -87534,84 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}}$$

El momento M_u^- de diseño debe ser como mínimo el valor comprendido entre: $1,2 M_{cr}$ y $1,3 M_u^-$.

Entonces:

$$M_{cr} = S_{nc} * f_r \quad \text{Ecuación (73)}$$

Dónde:

$$S_{nc} = \frac{b * h^2}{6} \quad \text{Ecuación (74)}$$

$$S_{nc} = \frac{1 \text{ mm} * 240 \text{ mm}^2}{6}$$

$$S_{nc} = 9600 \text{ mm}$$

$$f_r = 0,97 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación (75)}$$

$$f_r = 0,97 \sqrt{28 \text{ MPa}}$$

$$f_r = 5,13 \text{ N/mm}^2$$

Entonces:

$$M_{cr} = 9600 \text{ mm} * 5,13 \text{ N/mm}^2$$

$$M_{cr} = 49274,47 \text{ N.mm /mm} \approx 49,27 \text{ KN.mm /mm}$$

Aplicando la condición de: $1,2 M_{cr}$ y $1,3 M_u^-$, tenemos:

$$1,2 M_{cr} = 59,129 \text{ KN.mm /mm}$$

$$1,3 M_u^- = 113,794 \text{ KN.mm /mm}$$

Por lo tanto, el momento de diseño de la armadura positiva será: $87534,84 \frac{\text{N mm}}{\text{mm}}$ que es un valor que está comprendido entre las condiciones.

Procedemos a calcular la cuantía de acero:

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * m * k}{\phi * f_y}} \right) \quad \text{Ecuación (76)}$$

Dónde:

$$k = \frac{M_u^-}{b * d^{neg^2}} \quad \text{Ecuación (77)}$$

$$k = \frac{87534,84 \frac{N \cdot mm}{mm}}{1 \text{ mm} * (172 \text{ mm})^2}$$

$$k = 2,958 \text{ N/mm}^2 \approx 2958,85 \text{ KN/m}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 * f'_c} \quad \text{Ecuación (78)}$$

$$m = \frac{420 \text{ N/m}^2}{0,85 * 28 \text{ N/m}^2}$$

$$m = 17,647$$

Entonces:

$$\rho = \frac{1}{17,647} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 * 17,647 * 2958,85 \text{ KN/m}^2}{0,85 * 420 \text{ N/m}^2 * 1000 \text{ N}}} \right)$$

$$\rho = 0,009003$$

Determinamos la cantidad de acero:

$$A_s^- = \rho * b * d^{pos} \quad \text{Ecuación (79)}$$

$$A_s^- = 0,009003 * 1000 \text{ mm} * 172 \text{ mm}$$

$$A_s^- = 1548,57 \text{ mm}^2 \approx 15,48 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 2,011 \text{ cm}^2 \rightarrow 8 \text{ } \emptyset 16 \text{ mm} = 16,085 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100 \text{ cm}}{8 \text{ varillas}} = 12,5 \text{ cm} \approx 12 \text{ cm}$$

Colocar 1 \emptyset 16 mm c/120 mm

Verificación:

- Ductilidad

Debe cumplir la siguiente condición:

$$a \leq 0,35 d^{neg} \quad \text{Ecuación (80)}$$

Dónde:

$$a = \frac{A_s^- * f_y}{0,85 * f'_c * b} \quad \text{Ecuación (81)}$$

$$a = \frac{16,085 \text{ cm}^2 * 4200 \text{ kg/cm}^2}{0,85 * 280 \text{ kg/cm}^2 * 100 \text{ cm}}$$

$$a = 2,839 \text{ cm}$$

Entonces:

$$0,35 d^{neg} = 0,35 * 17,2 \text{ cm} = 6,02 \text{ cm}$$

$$2,839 \text{ cm} < 6,02 \text{ cm} \text{ (CUMPLE)}$$

- Capacidad del Momento Resistente

Debe cumplir la condición que el momento resistente sea mayor o igual que el momento de diseño:

$$\phi M_n \geq M_u^- \quad \text{Ecuación (82)}$$

Dónde:

$$\phi M_n = \phi * A_s^- * f_y * \left(d^{neg} - \frac{a}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 0,90 * 16,085 \text{ cm}^2 * 4200 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} * \left(17,2 \text{ cm} - \frac{2,839 \text{ cm}}{2} \right)$$

$$\phi M_n = 95948,67 \text{ Nmm/mm}$$

$$95948,67 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}} > 87534,84 \frac{\text{Nmm}}{\text{mm}} \text{ (CUMPLE)}$$

4.1.2.6 Diseño del Refuerzo de la Armadura de Distribución

En el capítulo 9.7.3.2 de AASTHO indica que: "En la parte inferior de las losas se deberá disponer armadura en la dirección secundaria... se deberá calcular como un porcentaje de la armadura principal para el momento positivo" (pág. 9-12). Si la armadura principal es perpendicular al tráfico:

$$\frac{220}{\sqrt{S}} \leq 67 \% \quad \text{Ecuación (83)}$$

Dónde:

S : Longitud de tramo efectiva considerada igual a la longitud efectiva especificada en el artículo 9.7.2.3 de AASTHO (pies).

La longitud efectiva para nuestro caso sería:

$$S' = S - b_c \quad \text{Ecuación (84)}$$

$$S' = 2600 \text{ mm} - (150 \text{ mm} * 2)$$

$$S' = 2300 \text{ mm}$$

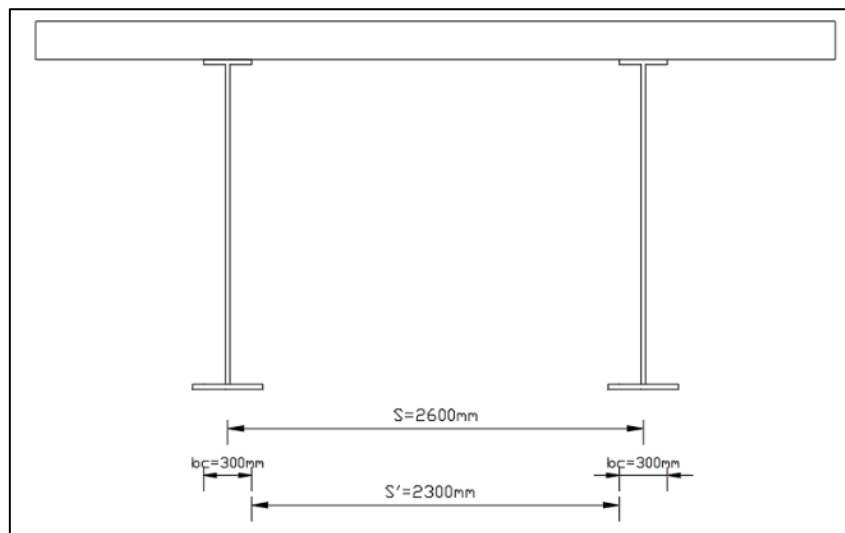


Figura 74. Longitud Efectiva entre vigas
Elaborado: Autor

Aplicando la ecuación (83), tenemos:

$$\frac{220}{\sqrt{2300/304,8}} \leq 67 \%$$

$$80,09\% > 67 \%$$

Por lo tanto, se deberá de usar el 67 % de la armadura principal calculada para el momento positivo en el diseño de la armadura de distribución.

$$A_{s(Distribución)} = 67 \% * A_s^+ \quad \text{Ecuación (85)}$$

$$A_{s(Distribución)} = 67 \% * 10,776 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(Distribución)} = 7,22 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset \text{ 12 mm} = 1,131 \text{ cm}^2 \rightarrow 7 \text{ } \emptyset \text{ 12 mm} = 7,917 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100 \text{ cm}}{7 \text{ varillas}} = 14,28 \text{ cm} \approx 14 \text{ cm}$$

Colocar 1 \emptyset 12 mm c/140 mm

4.1.2.7 Diseño del Refuerzo para la Armadura por Variación de Temperatura y Contracción del Hormigón Armado.

Es necesario disponer de armadura para contrarrestar las tensiones por contracciones debidas a variaciones de temperatura, esta armadura debe estar dispuesta cerca de las superficies del hormigón.

Según el capítulo 5.10.8 de AASTHO: "se puede proveer (la armadura) en forma de barras, malla de alambre soldada o tendones de pretensado." (pág. 5-172).

$$A_{s(Temperatura)} = 0,75 * \frac{A_g}{F_y} \quad \text{Ecuación (86)}$$

Dónde:

A_g : Área bruta de la sección

F_y : Límite de fluencia de las barras de armadura

Entonces:

$$A_{s(Temperatura)} = 0,75 * \frac{(240 \text{ mm} * 1000 \text{ mm})}{420 \text{ N/mm}^2}$$

$$A_{s(Temperatura)} = 428,571 \text{ mm}^2 \approx 4,2856 \text{ cm}^2$$

Refuerzo de acero para una sola cara:

$$A_{s(Temperatura)} = \frac{1}{2} * 4,2856 \text{ cm}^2$$

$$A_{s(Temperatura)} = 2,1428 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset \text{ 8 mm} = 0,5026 \text{ cm}^2 \rightarrow 5 \text{ } \emptyset \text{ 8 mm} = 2,513 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100 \text{ cm}}{5 \text{ varillas}} = 20 \text{ cm}$$

Colocar 1 Ø 8 mm c/200 mm

4.1.2.8 Limitación de la Fisuración

4.1.2.8.1 Verificación Para la Combinación de Carga 1 del estado Límite de Servicio del Acero Positivo As (+).

El máximo momento para el acero positivo se encuentra en el tramo AB, los coeficientes de modificación de cargas son:

$$\eta = 1$$

$$\gamma_{LL} = 1$$

La ecuación de combinación de cargas para el máximo momento positivo es:

$$M_u^+ = M_{(AB)}^+ = \eta \left[\gamma_{DC} * M_{DC} + \gamma_{DW} * M_{DW} + \gamma_{LL+IM} * M_{LL} * \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \right] \quad \text{Ecuación (87)}$$

Entonces:

$$M_{max}^+ = 1 \left[1 * M_{DC} + 1 * M_{DW} + 1 * M_{LL} * \left(1 + \frac{33}{100} \right) \right]$$

$$M_{max}^+ = 1 \left[1 * (1,016 - 861,30 - 2801,26) + 1 * 656,351 + 1 * 30662,94 * \left(1 + \frac{33}{100} \right) \right]$$

$$M_{max}^+ = 37993,11 \text{ N.mm /mm}$$

Se procede a verificar si el hormigón se fisura por la relación entre en esfuerzo de compresión del hormigón y el esfuerzo de rotura. Si se cumple la siguiente condición, el hormigón armado se fisura; si no se cumple es hormigón armado no se fisura.

$$f_c \geq 0,80 f_r \quad \text{Ecuación (88)}$$

Dónde:

f_c: Esfuerzo de Compresión del Hormigón Armado.

f_r: Esfuerzo de Rotura.

$$f_c = 6 \left[\frac{M_{max}^+}{b * (h_{Estructural})^2} \right] \quad \text{Ecuación (89)}$$

Entonces:

$$f_c = 6 \left[\frac{37993,11 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm}}{1 * (220 \text{ mm})^2} \right]$$

$$f_c = 4,71 \text{ N/mm}^2$$

El Esfuerzo de Rotura se define por la siguiente ecuación (alterada por el valor de 0,80):

$$0,80 f_r = 0,80 \left(0,63 \sqrt{f'_c} \right) \quad \text{Ecuación (90)}$$

Entonces:

$$0,80 f_r = 0,80 \left(0,63 \sqrt{28 \text{ N/mm}^2} \right)$$

$$0,80 f_r = 2,6669 \text{ N/mm}^2$$

Reemplazando en (88), tenemos:

$$4,71 \frac{\text{N}}{\text{mm}^2} > 2,6669 \text{ N/mm}^2$$

Por lo tanto, el hormigón se fisura.

- Verificación si Cumple el Espaciamiento Máximo la Armadura Principal Positiva

Debe de cumplir la siguiente condición:

$$S_{max} \leq \frac{123000}{\beta_S * f_{S(+)}} (\gamma_e - 2 d_c) \quad \text{Ecuación (91)}$$

Dónde:

β_S : Relación ancho de grieta en cara en tensión y ancho de grieta a nivel de refuerzo.

f_S : Esfuerzo de Servicio

γ_e : Factor de exposición (0,75: Tipo 2.- Superficies con aparente cuidado y control de corrosión)

d_c : Espesor del hormigón desde la fibra externa en tensión hasta el eje de la varilla de refuerzo.

Entonces:

$$d_c = Rec_{infer} + \frac{\Phi_{V(+)}}{2} \quad \text{Ecuación (92)}$$

$$d_c = 25 \text{ mm} + \frac{14 \text{ mm}}{2}$$

$$d_c = 32 \text{ mm}$$

La relación ancho de grieta en cara en tensión y ancho de grieta a nivel de refuerzo es:

$$\beta_s = 1 + \frac{d_c}{0,70 (h_{Estructural} - d_c)} \quad \text{Ecuación (93)}$$

$$\beta_s = 1 + \frac{32 \text{ mm}}{0,70 (220 \text{ mm} - 32 \text{ mm})}$$

$$\beta_s = 1,1538 \text{ mm}$$

El esfuerzo de servicio es:

$$f_s = 0,60 f_y \quad \text{Ecuación (94)}$$

$$f_s = 0,60 \left(420 \frac{N}{\text{mm}^2} \right)$$

$$f_s = 252 \text{ N/mm}^2$$

Reemplazando en (91), tenemos:

$$s_{max} \leq \frac{123000}{1,1538 \text{ mm} * 252 \frac{N}{\text{mm}^2}} (0,75 - 2 * 32 \text{ mm})$$

$$s_{max} \leq 251,26 \text{ mm}$$

$$140 \text{ mm} \leq 251,26 \text{ mm}$$

Cumple la condición de separación máxima, ya que la máxima permitida es mayor que la propuesta en el diseño.

- Verificación del Esfuerzo de Servicio

Considerando la sección fisurada se verifica el valor del esfuerzo de servicio al cual está sometida la armadura. Considerando la sección transformada, hallamos la ubicación del eje neutro, asumiendo que por encima de la armadura negativa esta la zona comprimida del hormigón.

Posteriormente se calcula el esfuerzo del acero positivo de la sección fisurada.

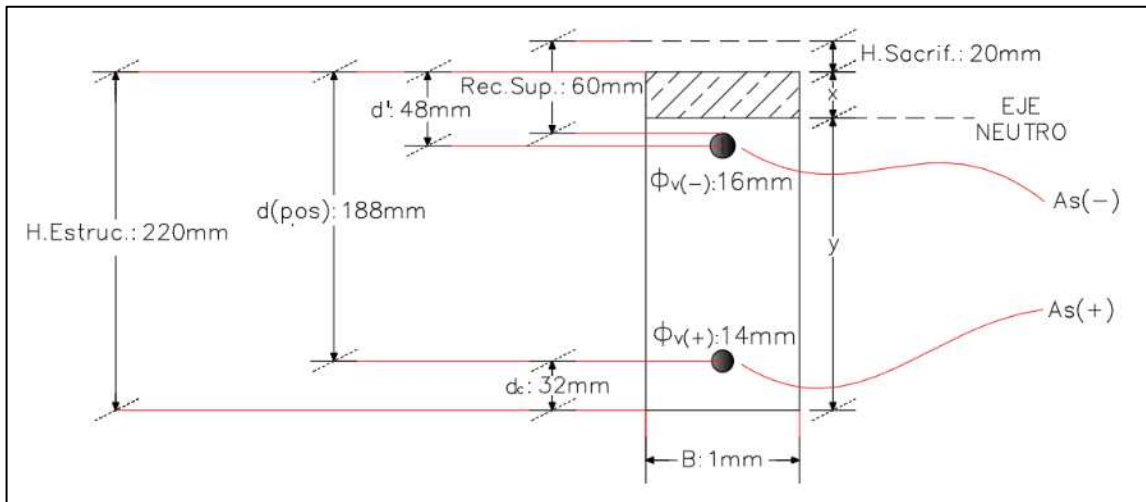


Figura 75. Representación del Eje Neutro para la comprobación del Esfuerzo de Servicio. As (+)
Elaborado: Autor

Para obtener la ecuación se realizará una sumatoria de momentos respecto al eje neutro:

$$\sum_{i=0}^n M_{(EJE NEUTRO)} = 0$$

$$B * x * \left(\frac{x}{2}\right) = [n * A_s^+ * (d_{(pos)} - x)] + [n * A_s^- * (d' - x)] \quad \text{Ecuación (95)}$$

Dónde:

n : Relación entre los módulos de elasticidad del Acero y del Concreto.

$$n = \frac{\epsilon_s}{\epsilon_c} \quad \text{Ecuación (96)}$$

ϵ_s : Módulo de elasticidad del Acero

ϵ_c : Módulo de elasticidad del Concreto

$$n = \frac{200000 \text{ MPa}}{25267,1 \text{ MPa}}$$

$$n = 7$$

Reemplazando en (95), tenemos:

$$1 \text{ mm} * \left(\frac{x}{2}\right) = \left[7 * 1,078 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * (188 \text{ mm} - x)\right] + \left[7 * 1,608 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * (48 \text{ mm} - x)\right]$$

$$\frac{x^2}{2} = [7,546 * (188 - x)] + [11,256 * (48 - x)]$$

$$0,5x^2 = 1418,648 - 7,546x + 540,288 - 11,256x$$

$$0,5x^2 + 18,802x - 1958,936 = 0$$

$$x = 46,547 \text{ mm}$$

$$d' > x$$

$$48 \text{ mm} > 46,547 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se demuestra que el Eje Neutro se encuentra sobre la armadura principal negativa.

Procedemos a calcular el esfuerzo del acero positivo de la sección fisurada, para demostrar que se cumpla la condición propuesta en la Ecuación (91):

$$f_{s(+)} = n \left[\frac{M_{max}^+ (d_{(pos)} - x)}{I_{CR(+)}} \right] \quad \text{Ecuación (97)}$$

Dónde:

$f_{s(+)}$: Esfuerzo de Tensión del acero para el momento positivo de la sección fisurada.

$I_{CR(+)}$: Inercia de la sección transformada fisurada.

$$I_{CR(+)} = \left(\frac{B * x^3}{3} \right) + n * A_s^+ * (d_{(pos)} - x)^2 + n * A_s^- * (d' - x)^2 \quad \text{Ecuación (98)}$$

Entonces:

$$I_{CR(+)} = \left(\frac{1\text{mm} * (46,547 \text{ mm})^3}{3} \right) + 7 * 1,078 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * (188 \text{ mm} - 46,547 \text{ mm})^2 + 7 * 1,608 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * (48 \text{ mm} - 46,547 \text{ mm})^2$$

$$I_{CR(+)} = 184567,1725 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

Reemplazando los datos en (97), tenemos:

$$f_{s(+)} = 7 \left[\frac{37912,9172 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm} * (188 \text{ mm} - 46,547 \text{ mm})}{184567,1725 \text{ mm}^4/\text{mm}} \right]$$

$$f_{s(+)} = 203,396 \text{ N}/\text{mm}^2$$

Reemplazando los datos en (91), tenemos:

$$S_{max} \leq \frac{123000}{1,1538 \text{ mm} * 203,396 \text{ N}/\text{mm}^2} (0,75 - 2 * 32 \text{ mm})$$

$$S_{max} \leq 309,076 \text{ mm}$$

$$140 \text{ mm} \leq 309,076 \text{ mm}$$

La separación permitida es mayor que la separación calculada para la armadura del momento positivo. Se confirma que:

Colocar 1 Ø 14 mm c/140 mm

4.1.2.8.2 Verificación Para la Combinación de Carga 1 del estado Límite de Servicio del Acero Negativo $A_s(-)$.

El máximo momento para el acero negativo para esta verificación se encuentra en la cara interna de las vigas M_{A-A} (ver Figura 71), los coeficientes de modificación de cargas son:

$$\eta = 1$$

$$\gamma_{LL} = 1$$

La ecuación de combinación de cargas para el máximo momento negativo es:

$$M_u^- = M_{(AB)}^- = \eta \left[\gamma_{DC} * M_{DC} + \gamma_{DW} * M_{DW} + \gamma_{LL+IM} * M_{LL} \right] * \left(1 + \frac{IM}{100} \right) \quad \text{Ecuación (99)}$$

Entonces:

$$M_{max}^- = 1 \left[1 * M_{DC} + 1 * M_{DW} + 1 * M_{LL} * \left(1 + \frac{33}{100} \right) \right]$$

$$M_{max}^- = 1 \left[1 * (2054,89 - 861,3 - 3742,86) + 1 * -431,79 + 1 * -31264,84 \left(1 + \frac{33}{100} \right) \right]$$

$$M_{max}^- = 44563,30 \text{ N.mm /mm}$$

Hallamos la ubicación del eje neutro considerando que la sección fisurada se encuentra sobre la varilla del refuerzo que va a soportar el momento positivo.

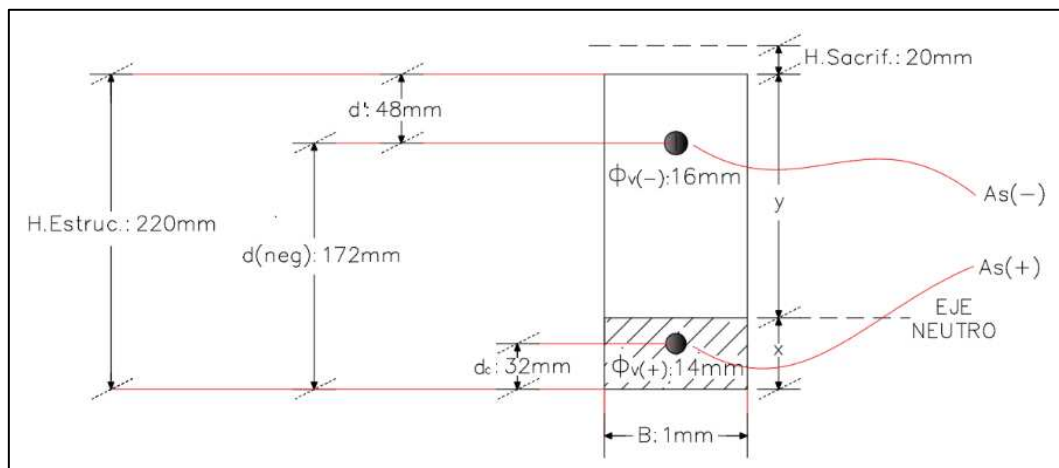


Figura 76. Representación del Eje Neutro para la comprobación del Esfuerzo de Servicio. $A_s(-)$
Elaborado: Autor

Para obtener la ecuación se realizará una sumatoria de momentos respecto al eje neutro:

$$\sum_{i=0}^n M_{(EJE NEUTRO)} = 0$$

$$B * x * \left(\frac{x}{2}\right) + (n - 1) * A_s^+ * (x - d_c) = [n * A_s^- * (d_{(neg)} - x)] \quad \text{Ecuación (100)}$$

Reemplazando en (100), tenemos:

$$1 \text{ mm} * x * \left(\frac{x}{2}\right) + (7 - 1) * 1,078 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * (x - 32 \text{ mm}) = \left[7 * 1,608 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} (172 \text{ mm} - x)\right]$$

$$\frac{x^2}{2} + 6,468 (x - 32) = 11,256 (172 - x)$$

$$0,5x^2 + 6,468x - 206,976 = 1936,032 - 11,256x$$

$$0,5x^2 + 17,724x - 2143,008 = 0$$

$$x = 50,10 \text{ mm}$$

$$x > d_c$$

$$50,10 \text{ mm} > 32 \text{ mm}$$

Por lo tanto, se demuestra que el Eje Neutro se encuentra sobre la armadura principal positiva.

Procedemos a calcular el esfuerzo del acero negativo de la sección fisurada, para demostrar que se cumpla la condición propuesta en la Ecuación (91):

$$f_{s(-)} = n \left[\frac{M_{max}^- (d_{(neg)} - x)}{I_{CR(-)}} \right] \quad \text{Ecuación (101)}$$

Dónde:

$f_{s(-)}$: Esfuerzo de Tensión del acero para el momento negativo de la sección fisurada.

$I_{CR(-)}$: Inercia de la sección transformada fisurada.

$$I_{CR(-)} = \left(\frac{B * x^3}{3}\right) + (n - 1) A_s^+ (x - d_c)^2 + n * A_s^- (d_{(neg)} - x)^2 \quad \text{Ecuación (102)}$$

Entonces:

$$I_{CR(-)} = \left(\frac{1 \text{ mm} * (50,10 \text{ mm})^3}{3}\right) + (7 - 1) * 1,078 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * (50,10 \text{ mm} - 32 \text{ mm})^2 + 7 * 1,608 \frac{\text{mm}^2}{\text{mm}} * (172 \text{ mm} - 50,10 \text{ mm})^2$$

$$I_{CR(-)} = 211346,60 \text{ mm}^4/\text{mm}$$

Reemplazando los datos en (101), tenemos:

$$f_{s(-)} = 7 \left[\frac{44563,3 \text{ N} \cdot \text{mm} / \text{mm} * (172 \text{ mm} - 50,10 \text{ mm})}{211346,60 \text{ mm}^4/\text{mm}} \right]$$

$$f_{s(-)} = 179,92 \text{ N/mm}^2$$

- Verificación si Cumple el Espaciamiento Máximo la Armadura Principal Negativa

Debe de cumplir la siguiente condición:

$$S_{max} \leq \frac{123000}{\beta_S * f_{s(-)}} (\gamma_e - 2 d') \quad \text{Ecuación (103)}$$

Dónde:

$$\beta_S = 1 + \frac{d'}{0,70 (h_{Estructural} - d')} \quad \text{Ecuación (104)}$$

Entonces:

$$\beta_S = 1 + \frac{48\text{mm}}{0,70 (220\text{mm} - 48\text{mm})}$$

$$\beta_S = 1,3987$$

Reemplazando los datos en (103), tenemos:

$$S_{max} \leq \frac{123000}{1,3987 \text{ mm} * 179,92 \text{ N/mm}^2} (0,75 - 2 * 48 \text{ mm})$$

$$S_{max} \leq 271,70 \text{ mm}$$

$$120 \text{ mm} \leq 271,70 \text{ mm}$$

La separación permitida es mayor que la separación calculada para la armadura del momento negativo. Se confirma que:

Colocar 1 Ø 16 mm c/120 mm

4.1.2.9 Armado del Vano Interno del Tablero

El acero principal es perpendicular al tráfico, mientras que el acero de distribución es paralelo al tráfico.

Dirección:

- Perpendicular al Tráfico

A_s^+ : 1 \emptyset 14 mm c/140 mm (Parte Inferior del Tablero)

A_s^- : 1 \emptyset 16 mm c/120 mm (Parte Superior del Tablero)

- Paralelo al Tráfico

$A_{s(\text{Temperatura})}$: 1 \emptyset 8 mm c/200 mm (Parte Superior del Tablero)

$A_{s(\text{Distribución})}$: 1 \emptyset 12 mm c/140 mm (Parte Inferior del Tablero)

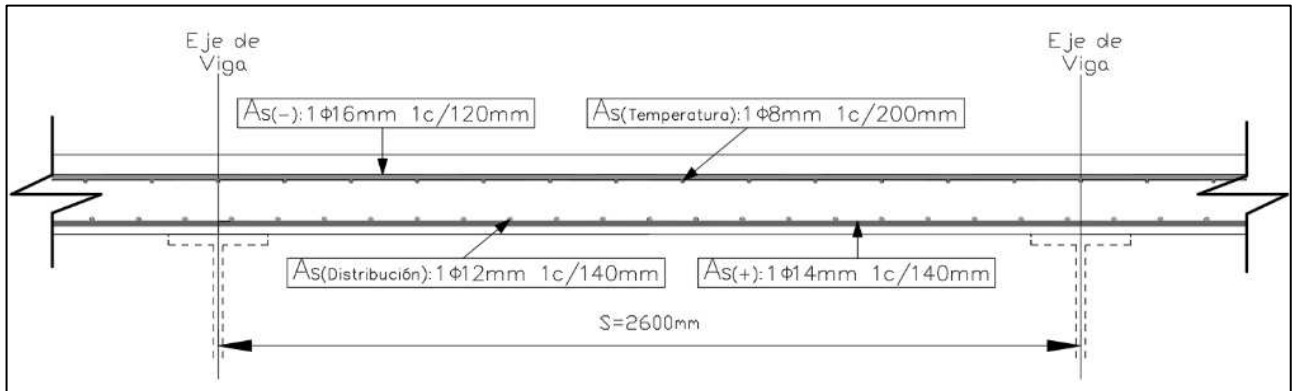


Figura 77. Armado del Tramo BC entre vigas del Tablero.

Elaborado: Autor

4.1.2.10 Diseño de la Armadura del Volado del Tablero

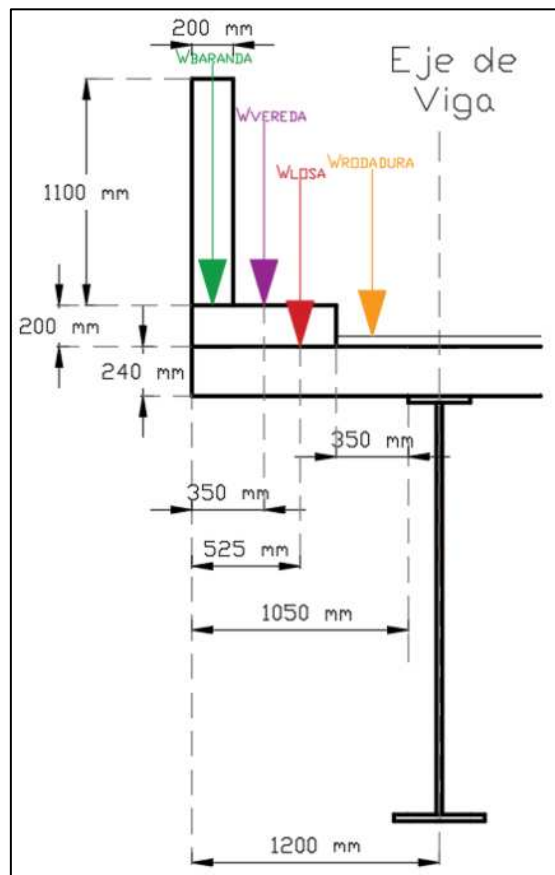


Figura 78. Cargas actuantes en el diseño del Volado del Tablero

Elaborado: Autor

- Carga Muerta (DC)

- $W_{Losa}: 0,24 \text{ m} * 1,05 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3$
 $W_{Losa}: \mathbf{0,6048 \text{ T/m}}$
- $W_{Vereda}: 0,20 \text{ m} * 0,70 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3$
 $W_{Vereda}: \mathbf{0,336 \text{ T/m}}$
- $W_{Baranda}: 0,20 \text{ m} * 1,1 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3$
 $W_{Baranda}: \mathbf{0,528 \text{ T/m}}$
- $W_{Rodadura}: 0,05 \text{ m} * 0,35 \text{ m} * 2250 \text{ Kg/m}^3$
 $W_{Rodadura}: \mathbf{0,00394 \text{ T/m}}$

Momento por Carga Muerta

$$M_{DC} = \left(0,6048 \frac{T}{m} * 0,525 \text{ m}\right) + \left(0,336 \frac{T}{m} * 0,7 \text{ m}\right) + \left(0,528 \frac{T}{m} * 0,95 \text{ m}\right) + \left(0,00394 \frac{T}{m} * 0,175 \text{ m}\right)$$

$$M_{DC} = 0,31752 \text{ T.m/m} + 0,2353 \text{ T.m/m} + 0,5016 \text{ T.m/m} + 0,0006895 \text{ T.m/m}$$

$$M_{DC} = \mathbf{1,055 \text{ T.m/m}}$$

- Carga Viva

Para el análisis del momento con carga viva se realizan dos casos:

- Posición Normal con Máxima Excentricidad

$$M_U = 1,0 (M_{DC} + 1,67 M_{LL})$$

Ecuación (105)

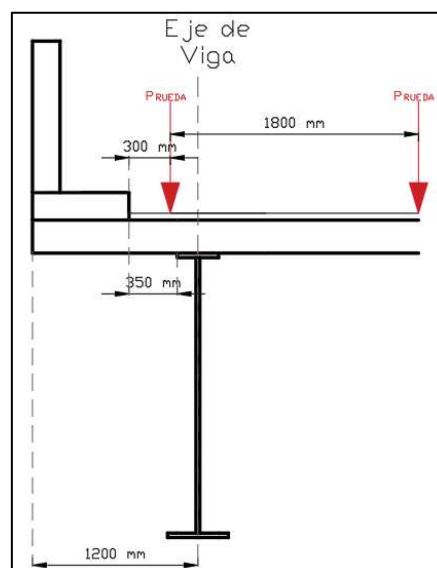


Figura 79. Esquema de carga viva en la posición normal con máxima excentricidad
Elaborado: Autor

$$X_a = 50 \text{ mm}$$

El ancho de la franja equivalente será:

$$E_V = 1140 + 0,833 x$$

$$E_V = 1140 + 0,833 (50 \text{ mm})$$

$$E_V = 1,181 \text{ m}$$

$$M_{LL} = \frac{P_{RUEDA}}{E_V} * X_a \quad \text{Ecuación (106)}$$

$$M_{LL} = \frac{72500 \text{ N}}{1,181 \text{ m}} * 0,050 \text{ m}$$

$$M_{LL} = 0,3069 \text{ T. m/m}$$

Momento de carga viva afectado por el factor de viento 33%:

$$M_{LL} + I = M_{LL} * 1,33$$

$$M_{LL} + I = 0,3069 \text{ T. m/m} \approx 3069000 \text{ N. mm/mm}$$

Momento Último de Diseño

$$M_U = 1,30[(B_0 * M_{DC}) + (B_{LL+I} * 1,67 M_{LL} + I)] \quad \text{Ecuación (107)}$$

$$B_0 = 1,0$$

$$B_{LL+I} = 1,0$$

$$M_U = 1,30[(1,00 * 1,055 \text{ T. m/m}) + (1,00 * 1,67 * 0,3069 \text{ T. m/m})]$$

$$M_U = 2,0377 \text{ T. m/m}$$

- Posición Accidental con Máxima Excentricidad

$$M_U = 1,0 (M_{DC} + 1,00 M_{LL}) \quad \text{Ecuación (108)}$$

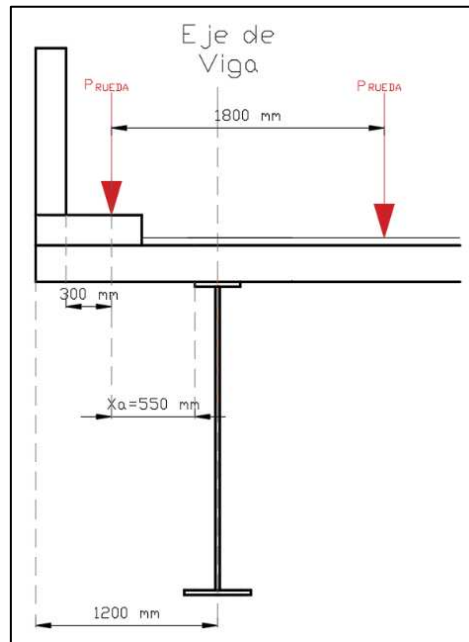


Figura 80. Esquema de carga viva en la posición accidental con máxima excentricidad
Elaborado: Autor

Conociendo que según El código AASTHO, la ubicación de la rueda del camión para el diseño del vuelo del Tablero es de 300 mm desde el borde extremo del tablero (4.1.2.3 de este Documento), tenemos:

$$X_a = 550 \text{ mm}$$

El ancho de la franja equivalente será:

$$E_V = 1140 + 0,833 x$$

$$E_V = 1140 + 0,833 (550 \text{ mm})$$

$$E_V = 1,598 \text{ m}$$

$$M_{LL} = \frac{P_{RUEDA}}{E_V} * X_a \quad \text{Ecuación (109)}$$

$$M_{LL} = \frac{72500 \text{ N}}{1,598 \text{ m}} * 0,55 \text{ m}$$

$$M_{LL} = 2,495 \text{ T.m/m}$$

Momento de carga viva afectado por el factor de viento 33%:

$$M_{LL} + I = M_{LL} * 1,33$$

$$M_{LL} + I = 3,319 \text{ T.m/m} \approx 33187578,22 \text{ N.mm/mm}$$

Momento Último de Diseño

$$M_U = 1,30[(B_0 * M_{DC}) + (B_{LL+I} * M_{LL} + I)] \quad \text{Ecuación (110)}$$

$$B_0 = 1,0$$

$$B_{LL+I} = 1,0$$

$$M_U = 1,30[(1,00 * 1,055 T.m/m) + (1,00 * 3,319 T.m/m)]$$

$$M_U = 5,6859 T.m/m$$

El momento último de diseño por "Posición Accidental con Máxima Excentricidad" es mayor que el momento por "Posición Normal con Máxima Excentricidad":

$$5,6859 T.m/m > 2,0377 T.m/m$$

Por lo Tanto, el momento de diseño final para la losa del volado es:

$$M_U = 5,6859 T.m/m$$

Se realiza una comparación del momento hallado con la siguiente igualdad:

$$\frac{M_U}{\phi * f'c * b * d^2} = w - 0,59 * w^2 \quad \text{Ecuación (111)}$$

Reemplazando datos en (109), tenemos:

$$\frac{568589,695 \text{ Kg.cm/cm}}{0,90 * 280 \text{ Kg/cm}^2 * 100 \text{ cm} * 17,2 \text{ cm}^2} = w - 0,59 * w^2$$

$$0,076267858 = w - 0,59 * w^2$$

$$w = 0,0800484$$

La cuantía del acero será igual a:

$$\rho = w * \frac{f'c}{f_y} \quad \text{Ecuación (112)}$$

$$\rho = 0,0800484 * \frac{28 \text{ MPa}}{420 \text{ MPa}}$$

$$\rho = 0,00533656$$

La cuantía mínima del acero es:

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{fy} \quad \text{Ecuación (113)}$$

$$\rho_{min} = \frac{1,4}{4200 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$\rho_{min} = 0,003333$$

$$\rho_b = \gamma * \beta * \frac{f'c}{fy} * \frac{\epsilon_u}{\epsilon_u + \epsilon_y} \quad \text{Ecuación (114)}$$

La cuantía balanceada del acero es:

$$\rho_b = 0,85 * 0,85 * \frac{280}{4200} * \frac{0,003}{0,003 + 0,005}$$

$$\rho_b = 0,0180625$$

La cuantía máxima del acero es:

$$\rho_{max} = 0,75 \rho_b \quad \text{Ecuación (115)}$$

$$\rho_{max} = 0,75 * 0,0180625$$

$$\rho_{max} = 0,013547$$

$$\rho_{max} > \rho > \rho_{min}$$

Entonces:

$$A_s = \rho * b * d$$

$$A_s = 0,00533656 * 1000 \text{ mm} * 172 \text{ mm}$$

$$A_s = 917,88832 \text{ mm}^2 \approx 9,1788 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset \text{ 14 mm} = 1,539 \text{ cm}^2 \rightarrow 6 \text{ } \emptyset \text{ 14 mm} = 9,236 \text{ cm}^2$$

Espaciamiento:

$$e = \frac{100 \text{ cm}}{6 \text{ varillas}} = 16,67 \text{ cm}$$

Colocar 1 \emptyset 14 mm c/160 mm

4.1.3 Diseño de la Protección Lateral

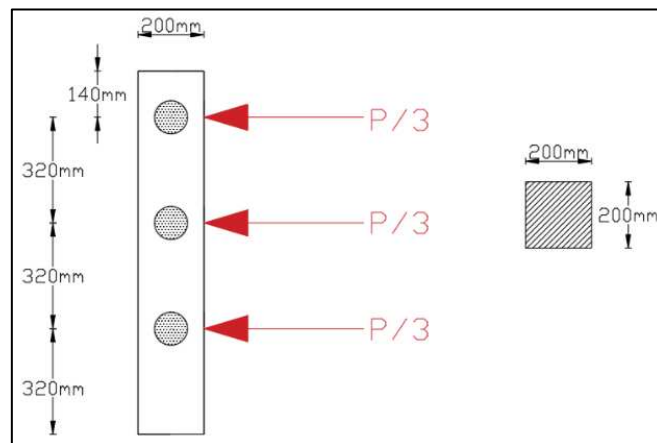


Figura 81. Cargas actuantes y sección transversal de la protección lateral
Elaborado: Autor

Materiales:

- Hormigón:

Referirse a ACI-318S, 2014; 19.2.1.1, pág. 333.

- Resistencia a la Compresión Cilíndrica

$$f'c = 21 \text{ MPa}$$

- Acero de Refuerzo:

Referirse a ACI-318S, 2014; 20.2.2.4, Tabla 20.2.2.4a, Refuerzo corrugado no preesforzado, pág. 349.

- Límite de Fluencia

$$fy = 420 \text{ MPa}$$

- Acero Estructural:

Referirse a la norma ASTM A36 / A36M – 14, 2014.

- Límite de Fluencia

$$fy = 250 \text{ MPa}$$

Recubrimiento: 20 mm.

Carga de Impacto de Diseño:

$$P = 10000 \text{ Lbs} \approx 4,545 \text{ Ton}$$

$$M = \frac{P}{3} (0,32 \text{ m} + 0,64 \text{ m} + 0,96 \text{ m})$$

Ecuación (116)

$$M = \frac{4,545 \text{ Ton}}{3} (1,92 \text{ m})$$

$$M = 2,909 \text{ Ton.m}$$

4.1.3.1 Cara interna del Poste

Momento afectado por el 50 %:

$$M_U = \frac{M}{1,50} \quad \text{Ecuación (117)}$$

$$M_U = \frac{2,909 \text{ Ton.m}}{1,50}$$

$$M_U = 1,939 \text{ Ton.m}$$

$$A_s = \frac{M_U}{f_s * J * d} \quad \text{Ecuación (118)}$$

Dónde:

$$f_s = \frac{0,4}{f_y} \quad \text{Ecuación (119)}$$

Reemplazando f_y en (119), tenemos:

$$f_s = \frac{0,4}{2500 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$f_s = 1680 \text{ Kg/cm}^2$$

$$J = 7/8$$

Reemplazando en (118), tenemos:

$$A_s = \frac{193900 \text{ Kg.cm}}{1680 \text{ Kg/cm}^2 * 7/8 * 18 \text{ cm}}$$

$$A_s = 7,3295 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset 22 \text{ mm} = 3,801 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset 22 \text{ mm} = 7,602 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 \emptyset 22 mm \rightarrow cara interna del poste

4.1.3.2 Cara Externa del Poste

Para determinar el acero en la cara externa del poste se debe calcular como un porcentaje de la cara interna del poste, este valor es el 25 % de la cuantía calculada para la cara interna.

$$M_U = 1,939 \text{ Ton.m} * 25 \%$$

$$M_U = 0,485 \text{ Ton. m}$$

Reemplazando en (119), tenemos:

$$A_S = \frac{48500 \text{ Kg. cm}}{1680 \text{ Kg/cm}^2 * 7/8 * 18 \text{ cm}}$$

$$A_S = 1,8324 \text{ cm}^2$$

$$1 \text{ } \emptyset \text{ 12 mm} = 1,131 \text{ cm}^2 \rightarrow 2 \text{ } \emptyset \text{ 12 mm} = 2,262 \text{ cm}^2$$

Colocar 2 \emptyset 12 mm \rightarrow cara externa del poste

4.1.3.3 Diseño a Corte del Poste

$$V = P = 4,545 \text{ Ton}$$

$$V_U = \frac{4,545 \text{ Ton}}{1,50}$$

$$V_U = 3,030 \text{ Ton}$$

$$V' = \frac{3030 \text{ Kg}}{20 \text{ cm} * 18 \text{ cm}}$$

$$V' = 8,4175 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_C = 3,63 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V' > V_C \rightarrow \text{La sección soporta corte}$$

Estribos:

$$A_V = \frac{(V_U - V_C) * b * S}{f_s} \quad \text{Ecuación (120)}$$

Despejando el espaciamiento (S), tenemos:

$$S = \frac{A_V * f_s}{(V_U - V_C) * b} \quad \text{Ecuación (121)}$$

Imponiéndose un estribo de $\emptyset = 8 \text{ mm} \rightarrow A_S = 0,503 \text{ cm}^2$, corta dos veces $A_S = 1,00531 \text{ cm}^2$.

$$S = \frac{A_V * f_s}{(V' - V_C) * b}$$

$$S = \frac{1,00531 \text{ cm}^2 * 1680 \text{ Kg/cm}^2}{(8,4175 \text{ Kg/cm}^2 - 3,63 \text{ Kg/cm}^2) * 20 \text{ cm}}$$

$$S = 17,64 \text{ cm} \approx 18 \text{ cm}$$

Colocar 1 estribo \varnothing 8 mm c/180 mm

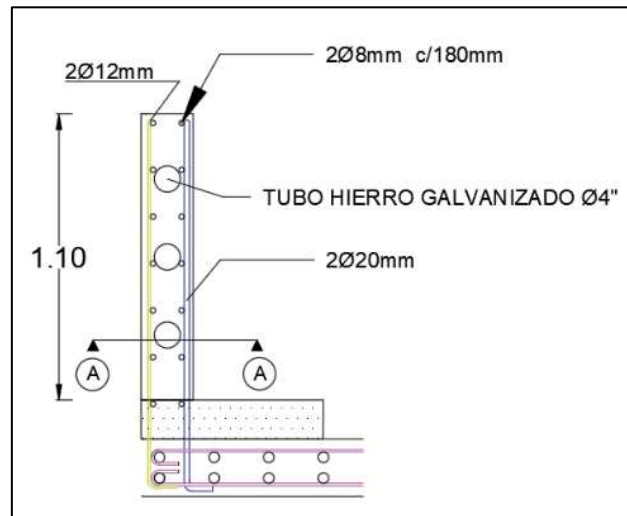


Figura 82. Esquema del armado de la protección Lateral
Elaborado: Autor

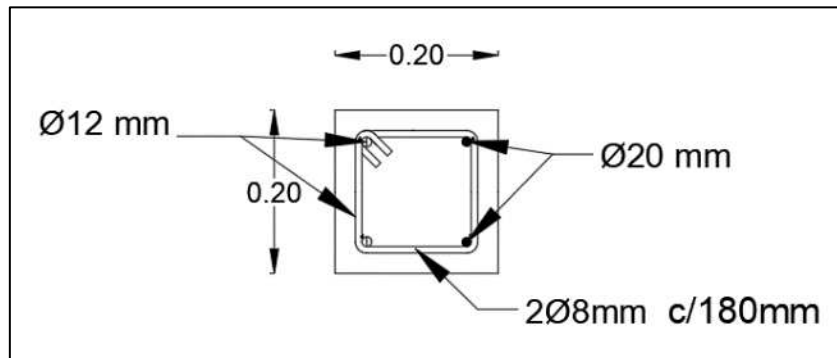


Figura 83. Corte A-A del poste de la Protección Lateral
Elaborado: Autor

4.1.4 Diseño de las Vigas Metálicas

Para el diseño de las vigas metálicas se considerará estas como vigas "I", la luz libre del puente total es de 40 metros; por lo tanto, se considerarán a las vigas como un alma unida a dos patines en sus extremos, es decir a una placa, esto debido a que no existen perfiles estructurales comerciales que satisfagan este diseño; los patines se unirán al alma con soldadura.

4.1.4.1 Material de las Vigas

El material de las vigas será un acero ASTM A-588 Grado 50, este tipo de acero tiene dos características principales: posee alta resistencia mecánica y alta ductilidad.

El acero A-588 posee igual características mecánicas que el acero A-572, tiene igual resistencia a la fluencia como a la tracción; en nuestro país el acero ASTM A-588 es considerado el material estándar en la construcción de puentes, este acero además posee resistencia a la corrosión muy importante para obras estructurales donde el acero está expuesto a la intemperie.

TIPOS DE ACERO USADOS COMUNMENTE EN EL ECUADOR

Tabla 37. Tipos de acero usados comúnmente en el Ecuador

TIPO DE ACERO	F_y (MPa)	F_u (MPa)
ASTM A-36	250	400-550
ASTM A-572	345	450
ASTM A-588	345	450

Elaborado: Autor

4.1.4.1.1 Propiedades del Acero de las Vigas

Acero ASTM A-588:

- ❖ Esfuerzo Límite de Fluencia $\rightarrow F_y : 345 \text{ MPa}$
- ❖ Esfuerzo Límite de Ruptura $\rightarrow F_u : 450 \text{ MPa}$
- ❖ Esfuerzo Admisible por Flexión $\rightarrow F_t = 0,6 * F_y = 207 \text{ MPa}$
- ❖ Módulo de Elasticidad $\rightarrow E = 29000 \text{ Ksi} = 200 \text{ GPa}$

4.1.4.2 Predimensionamiento

h : Altura total de la viga

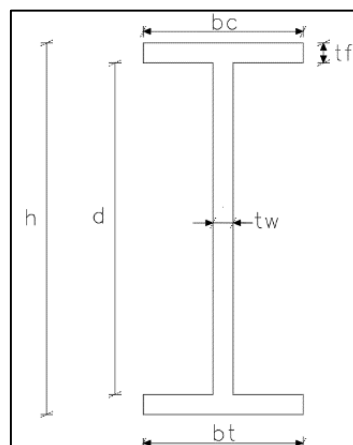
d : Longitud del alma de la viga

tw : Espesor del alma

bc : Longitud del ala Superior

bt : Longitud del ala Inferior

tf : Espesor de las alas

**Figura 84. Nomenclatura Típica de una viga "I".***Elaborado: Autor*

Se realizará el Predimensionamiento de acuerdo a la norma AASHTO.

4.1.4.2.1 Longitud del alma de la viga

$$d \geq L/25$$

Ecuación (122)

Dónde:

L: Longitud total de la luz libre del puente

Reemplazando en (122), tenemos:

$$d \geq \frac{40000 \text{ mm}}{25}$$

$$d \geq 1600 \text{ mm}$$

Asumimos un valor de:

$$d = 180 \text{ mm} \approx 1,80 \text{ m}$$

4.1.4.2.2 Espesor del alma

- Sin Rigidizadores Longitudinales

$$tw \geq \frac{d \sqrt{F_b}}{6100} \geq \frac{d}{150}$$

Ecuación (123)

Dónde:

F_b: Esfuerzo Admisible por Flexión

Reemplazando en (123), tenemos:

$$tw \geq \frac{180 \text{ cm} \sqrt{2070 \text{ Kg/cm}^2}}{6100} \geq \frac{180 \text{ cm}}{150}$$

$$tw \geq 1,34 \text{ cm} \geq 1,2 \text{ cm}$$

- Con Rigidizadores Longitudinales

$$tw \geq \frac{d \sqrt{F_b}}{12200} \geq \frac{d}{300}$$

Ecuación (124)

Reemplazando en (124), tenemos:

$$tw \geq \frac{180 \text{ cm} \sqrt{2070 \text{ Kg/cm}^2}}{12200} \geq \frac{180 \text{ cm}}{300}$$

$$tw \geq 0,67 \text{ cm} \geq 0,60 \text{ cm}$$

Asumimos un valor de:

$$tw = 24 \text{ mm} \approx 0,024 \text{ m}$$

4.1.4.2.3 Espesor de las alas

$$tf \geq 30 \text{ mm} \quad \text{Ecuación (125)}$$

Asumimos un valor de:

$$tf = 32 \text{ mm} \approx 0,032 \text{ m}$$

4.1.4.2.4 Longitud del ala Superior

$$\frac{bc}{2 * tf} \leq 12 \quad \text{Ecuación (126)}$$

Asumimos un valor de:

$$bc = 450 \text{ mm} \approx 0,45 \text{ m}$$

$$\frac{450 \text{ mm}}{2 * 32 \text{ mm}} \leq 12$$

$$7,03 \leq 12$$

Comprobación:

$$tf \geq 1,10 tw \quad \text{Ecuación (127)}$$

$$32 \text{ mm} \geq 1,10 (24 \text{ mm})$$

$$32 \text{ mm} \geq 26,4 \text{ mm}$$

4.1.4.2.5 Longitud del ala Inferior

$$bt \geq bc \quad \text{Ecuación (128)}$$

$$bt \geq \frac{d}{6} \quad \text{Ecuación (129)}$$

Reemplazando en (129), tenemos:

$$bt \geq \frac{1800}{6}$$

$$bt \geq 300 \text{ mm}$$

Asumimos un valor de:

$$bt = 550 \text{ mm} \approx 0,55 \text{ m}$$

Reemplazando en (128), tenemos:

$$bt \geq bc$$

$$550 \text{ mm} > 450 \text{ mm}$$

Comprobación:

$$0,10 \leq \frac{bc}{bt} \leq 1,00 \quad \text{Ecuación (130)}$$

Reemplazando en (129), tenemos:

$$0,10 \leq \frac{450 \text{ mm}}{550 \text{ mm}} \leq 1,00$$

$$0,10 \leq 0,82 \leq 1,00$$

4.1.4.3 Carga muerta actuante sobre las vigas

- Peso de la Protección Lateral

Se analiza como una fuerza puntual en el centro de gravedad del parapeto o columna de hormigón, en nuestro se trata de una columna cuadrada que posee una altura de 1200 mm y 200 mm de lado.

$$W_{Barandas} = W_{Columnas}$$

$$W_{Barandas} = \gamma_{material(Col)} * h * b$$

$$W_{Barandas} = 2400 \text{ Kg/m}^3 * 1,10 \text{ m} * 0,2 \text{ m}$$

$$W_{Barandas} = 528 \text{ Kg/m}$$

- Peso de la Capa de Rodadura

$$W_{Rodadura} = \gamma_{rodadura} h$$

$$W_{Rodadura} = 2250 \text{ Kg/m}^3 * 0,05 \text{ m}$$

$$W_{Rodadura} = 112,5 \text{ Kg/m}^2$$

- Peso de la Vereda

$$W_{Vereda} = h_{Vereda} * \gamma_{Vereda}$$

$$W_{Vereda} = 0,20 \text{ m} * 2400 \text{ Kg/m}^3$$

$$W_{Vereda} = 480 \text{ Kg/m}^2$$

- Peso de la Losa

$$W_{Losa} = h_{Losa} * \gamma_{Losa}$$

$$W_{Losa} = 0,24 m * 2400Kg/m^3$$

$$W_{Losa} = 576Kg/m^2$$

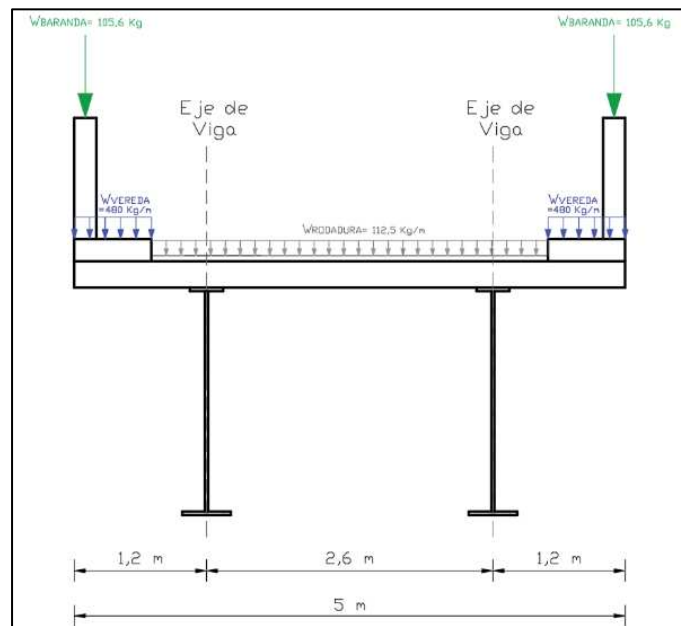


Figura 85. Carga muerta actuante sobre las vigas.
Elaborado: Autor

4.1.4.4 Módulos de Sección

Se analizarán tres estados de carga.

4.1.4.4.1 Primer Estado de Carga

Este estado corresponde a analizar la acción de las cargas de la losa más la viga actuando únicamente sobre la losa sola.

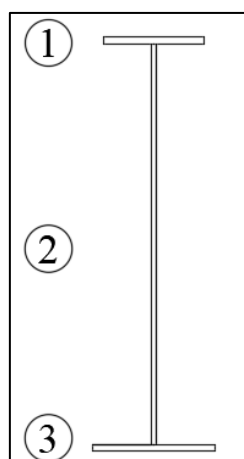


Figura 86. Sección resistente (Primer estado de carga)
Elaborado: Autor

$$W_{VIGA} = 7850Kg/m^2 * 0,0752m^2 = 590,32Kg/m$$

$$W_{VIGA} = 590,32Kg/m$$

$$W_{Losa} = 576 \text{Kg/m}^2 * 5 \text{ m} = 2880 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Losa}(1 \text{ viga}) = 1440 \text{ Kg/m}$$

$$\Sigma \text{cargas} = 590,32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 1440 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$\Sigma \text{cargas} = 2030,32 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{max}}(1^\circ \text{Estado}) = \frac{2030,32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * (40\text{m})^2}{8}$$

$$M_{\text{max}}(1^\circ \text{Estado}) = 406064 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\text{max}}(1^\circ \text{Estado}) = 406,06 \text{ Ton.}$$

Tabla 38. Propiedades geométricas de la viga.

Sección	Dimensiones		Área	yt	A*yt	A*(yt) ²	Io=b*h ³ /12
	cm		cm ²	cm	cm ³		cm ⁴
1	45	3,2	144	1,6	230,40	368,64	122,88
2	2,4	180	432	93,2	40262,40	3752455,68	1166400,00
3	55	3,2	176	184,8	32524,80	6010583,04	150,19
		Σ	752		73017,60	9763407,36	1166673,07

Elaborado: Autor

- Distancia desde el eje neutro hasta la fibra más alejada en compresión:

$$y_c = \frac{\Sigma A * y_t}{\Sigma A}$$

- Distancia desde el eje Neutro hacia la fibra más alejada en tracción:

$$y_t = h_{VIGA} - y_c$$

- Inercia en el centro de gravedad:

$$I_{CG} = (\Sigma A * y_t^2 + \Sigma I_o) - \Sigma A * y_c^2$$

Por lo tanto:

$$y_c = \frac{73017,60}{752} y_c = 97,09 \text{ cm}$$

$$y_t = 186,4 - 97,09 \text{ cm} = 89,30 \text{ cm}$$

$$I_{CG} = (9763407,36 + 1166673,07) - 752 * 97,09^2$$

$$I_{CG} = 3840226,823 \text{ cm}^4$$

- Módulos de Sección
- Módulo de sección desde la fibra más alejada en compresión:

$$S_c = I_{CG}/y_c$$

- Módulo de sección desde la fibra más alejada en tracción:

$$S_t = I_{CG}/y_t$$

Por lo tanto:

$$S_c = 3840226,823/97,09 = 39550,06cm^3$$

$$S_t = 3840226,823/89,30 = 43002,63cm^3$$

- Esfuerzos Actuantes en la Viga
- Esfuerzo a Compresión en la fibra superior de la viga:

$$f_c = \frac{M_{max}(CL)}{S_c}$$

- Esfuerzo a Tracción en la fibra inferior de la viga:

$$f_t = \frac{M_{max}(CL)}{S_t}$$

Por lo tanto:

$$M_{max}(1^\circ \text{Estado}) = 406,06 \text{ Ton.m} \approx 406060 \text{ Kg.m} \approx 4,061 \times 10^9 \text{ N.mm}$$

$$S_c = 39550,06cm^3 \approx 39\,550\,060mm^3$$

$$S_t = 43002,63cm^3 \approx 43\,002\,630mm^3$$

$$f_c = \frac{4,061 \times 10^9 \text{ Nmm}}{39\,550\,060mm^3} = 102,67 \text{ N/mm}^2$$

$$f_t = \frac{4,061 \times 10^9 \text{ Nmm}}{43\,002\,630mm^3} = 94,43 \text{ N/mm}^2$$

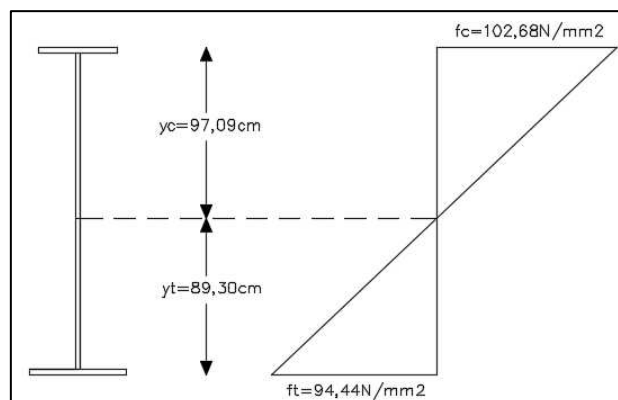


Figura 87. Diagrama de Esfuerzos actuantes en la viga (Primer estado de carga)

Elaborado: Autor

4.1.4.4.2 Segundo Estado de Carga

Este estado corresponde a analizar la acción de las cargas: vereda, barandas y capa de rodadura actuando sobre la sección resistente compuesta entre la viga y sección equivalente de la losa **3n** (**Sección compuesta a largo plazo**) donde **n** es la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad del hormigón.

$$W_{Rodadura} = 112,5 \text{Kg/m}^2 * 3,6 \text{ m} = 405 \text{ Kg}$$

$$W_{Rodadura}(1 \text{ viga}) = 202,5 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Barandas} = 528 \text{Kg} * 0,4 \text{ m} = 211,2 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Barandas}(1 \text{ viga}) = 105,6 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Vereda} = 480 \text{Kg/m}^2 * 0,7 \text{m} * 2 = 672 \text{ Kg}$$

$$W_{Vereda}(1 \text{ viga}) = 336 \text{ Kg/m}$$

$$\Sigma \text{cargas} = 590,32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 1440 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$\Sigma \text{cargas} = 644,1 \text{ Kg/m}$$

$$M_{\max}(2^\circ \text{Estado}) = \frac{644,1 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * (40\text{m})^2}{8}$$

$$M_{\max}(2^\circ \text{Estado}) = 128820 \text{ Kg/m}$$

$$\mathbf{M_{\max}(2^\circ \text{Estado}) = 128,82 \text{ Ton.}}$$

- Ancho Efectivo de la Losa (B_e)

Para vigas interiores:

El menor de los siguientes:

- Un cuarto de la longitud de la luz. ($B_e = 10\text{m}$)
- Doce veces el espesor promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga. ($B_e = 4,62\text{m}$)
- El valor de la distancia entre vigas adjuntas. ($B_e = 2,6\text{m}$)

Para vigas exteriores:

- Un octavo de la longitud de la luz. ($B_e = 5\text{m}$)

- Seis veces el espesor promedio, más el mayor del espesor del alma o la mitad del ancho del patín superior de la viga. ($B_e = 2,31m$)
- Longitud del volado. ($B_e = 1,2m$)

Ancho efectivo de la losa empleado:

$$B_e = 1,2m$$

- Relación entre módulos de elasticidad n

$$n = \frac{E_S}{E_C} = 7$$

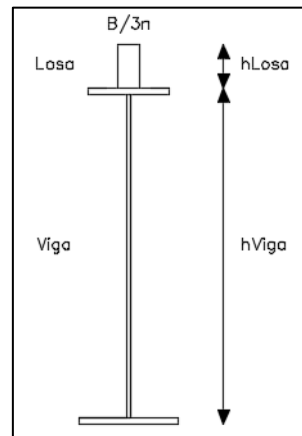


Figura 88. Sección Compuesta viga-losa (Segundo estado de carga)
Elaborado: Autor

Por lo Tanto:

$$\frac{B_e}{3n} = \frac{1200mm}{3 * 7} = 57,14mm \approx 5,14cm$$

Tabla 39. Propiedades geométricas: sección compuesta (Segundo estado de carga)

Sección	Dimensiones		Área	yt	A*yt	A*(yt) ²	lo=b*h ³ /12
	Cm		cm ²	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
Losa	5,14	24	123,36	12	1480,32	17763,84	5921,28
Viga (Patín Sup.)	55	3,2	176	25,6	4505,60	115343,36	150,19
Viga (Alma)	2,4	180	432	117,2	50630,40	5933882,88	1166400,00
Viga (Patín Inf.)	45	3,2	144	208,8	30067,20	6278031,36	122,88
		Σ	875,36		86683,52	12345021,44	1172594,35

Elaborado: Autor

Por lo tanto:

$$y_c = \frac{86683,52}{875,36} = 99,02 \text{ cm}$$

$$y_t = (186,4 + 24) - 99,02 \text{ cm} = 111,38 \text{ cm}$$

$$I_{CG} = (12345021,44 + 1172594,35) - 875,36 * 99,02^2$$

$$I_{CG} = 4933681,589cm^4$$

$$S_c = 4933681,589/99,02 = 49822,01cm^3$$

$$S_t = 4933681,589/87,37 = 56466,33cm^3$$

- Módulo de sección correspondiente a la fibra inferior de la losa:

$$S_{LT} = \frac{I_{CG}}{y_c - h_{Losa}}$$

Por lo tanto:

$$S_{LT} = \frac{4933681,589}{99,02 - 24} = 65759,50cm^3$$

- Esfuerzo a Compresión correspondiente a la fibra inferior del tablero

$$f_{LT} = \frac{M_{max}(CL)}{S_{LT}}$$

Por lo tanto:

$$M_{max}(CL) = 128\ 820Kg.m \approx 1,288 \times 10^9 N.mm$$

$$S_c = 49822,01cm^3 \approx 49\ 822\ 010mm^3$$

$$S_t = 56466,33cm^3 \approx 56\ 466\ 330mm^3$$

$$S_{LT} = 65759,50cm^3 \approx 65\ 759\ 503mm^3$$

$$f_c = \frac{1,288 \times 10^9 N.mm}{49\ 822\ 010mm^3} = 25,85N/mm^2$$

$$f_t = \frac{1,288 \times 10^9 N.mm}{56\ 466\ 330mm^3} = 29,08N/mm^2$$

$$f_{LT} = \frac{1,288 \times 10^9 N.mm}{65\ 759\ 503mm^3} = 19,59N/mm^2$$

- Esfuerzos reales del hormigón
- Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{CSUPERIOR} = \frac{f_c}{3n}$$

- Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

$$f_{CINFERIOR} = \frac{f_{LT}}{3n}$$

Por lo tanto:

$$f_{c_{SUPERIOR}} = \frac{25,85N}{3 * 7} = 1,23N/mm^2$$

$$f_{c_{INFERIOR}} = \frac{19,59}{3 * 7} = 0,93N/mm^2$$

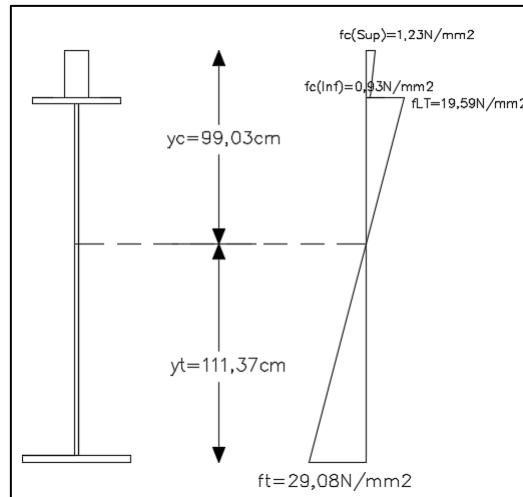


Figura 89. Diagrama de Esfuerzos actuantes en la viga (Segundo estado de carga)
Elaborado: Autor

4.1.4.4.3 Tercer Estado de Carga

En esta etapa se considera la aplicación de la carga viva sobre la sección sobre la sección resistente compuesta entre la viga y sección equivalente de la losa n donde n es la relación entre el módulo de elasticidad del acero y el módulo de elasticidad instantáneo del hormigón.

- Carga del Carril de Diseño

Consiste en una carga de $9,3N/mm$, uniformemente distribuida en dirección longitudinal. (AASHTO LRFD 3.6.1.2.4)

Para $1m = 310 Kg/m$

$$M_{max(CL)CARRIL} = \frac{930Kg/m * (40m)^2}{8}$$

$$M_{max(CL)CARRIL} = 186000Kg.m$$

Para 1 VIGA:

$$M_{max(CL)CARRIL} = 93000Kg.m \approx 93Ton.m$$

- CAMIÓN DE DISEÑO

$$M_{max(CL)CAMION DE DISEÑO} = 142510Kg.m \approx 142,51Ton.m$$

$$M_{max(3^\circ Estado)} = 93000Kg.m + 142510(33\%)Kg.m$$

$$M_{max(3^\circ Estado)} = 280\,538,3 Kg.m$$

$$M_{max}(3^{\circ}Estado) = 280,54 \text{Ton.m}$$

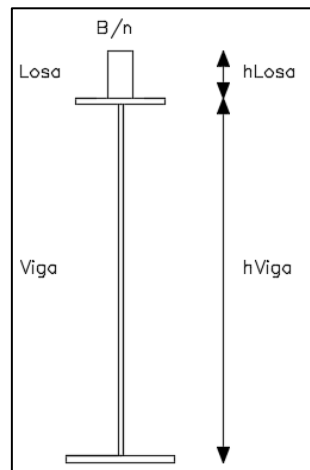


Figura 90. Sección Compuesta viga-losa (Tercer estado de carga)
Elaborado: Autor

Por lo Tanto:

$$\frac{B_e}{n} = \frac{1200 \text{mm}}{7} = 171,43 \text{mm} \approx 17,41 \text{cm}$$

Tabla 40. Propiedades geométricas: sección compuesta (Tercer estado de carga)

Sección	Dimensiones		Área	yt	A*yt	A*(yt) ²	lo=b*h ³ /12
	cm		cm ²	cm	cm ³	cm ⁴	cm ⁴
Losa	17,41	24	417,84	12	5014,08	60168,96	20056,32
Viga (Patín Sup.)	55	3,2	176	25,6	4505,60	115343,36	150,19
Viga (Alma)	2,4	180	432	117,2	50630,40	5933882,88	1166400,00
Viga (Patín Inf.)	45	3,2	144	208,8	30067,20	6278031,36	122,88
		Σ	1169,84		90217,28	12387426,56	1186729,39

Elaborado: Autor

Por lo tanto:

$$y_c = \frac{90217,28}{1169,84} = 77,12 \text{ cm}$$

$$y_t = (186,4 + 24) - 77,12 = 133,28 \text{ cm}$$

$$I_{CG} = (12387426,56 + 1186729,39) - 1169,84 * 77,12^2$$

$$I_{CG} = 6\ 616\ 659,53 \text{ cm}^4$$

$$S_c = 6\ 616\ 659,53 / 77,12 = 85797,67 \text{ cm}^3$$

$$S_t = 6\ 616\ 659,53 / 133,28 = 49644,55 \text{ cm}^3$$

$$S_{LT} = \frac{6\ 616\ 659,53}{77,12 - 24} = 124562,17 \text{ cm}^3$$

$$M_{max}(CL) = 280\,538,3 \text{ Kg.m} \approx 2,81 \times 10^9 \text{ Nmm}$$

$$S_c = 85797,67 \text{ cm}^3 \approx 85\,797\,670 \text{ mm}^3$$

$$S_t = 49644,55 \text{ cm}^3 \approx 49\,644\,550 \text{ mm}^3$$

$$S_{LT} = 124562,17 \text{ cm}^3 \approx 124\,562\,170 \text{ mm}^3$$

$$f_c = \frac{2,81 \times 10^9 \text{ Nmm}}{71\,151\,880 \text{ mm}^3} = 32,70 \text{ N/mm}^2$$

$$f_t = \frac{2,81 \times 10^9 \text{ Nmm}}{63\,302\,700 \text{ mm}^3} = 56,51 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{LT} = \frac{2,81 \times 10^9 \text{ Nmm}}{99\,263\,290 \text{ mm}^3} = 22,52 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzos reales del hormigón
- Esfuerzo del hormigón en la fibra superior del tablero

$$f_{c_{SUPERIOR}} = \frac{f_c}{n}$$

- Esfuerzo del hormigón en la fibra inferior del tablero

$$f_{c_{INFERIOR}} = \frac{f_{LT}}{n}$$

Por lo tanto:

$$f_{c_{SUPERIOR}} = \frac{32,70}{7} = 4,67 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{c_{INFERIOR}} = \frac{22,52}{7} = 3,22 \text{ N/mm}^2$$

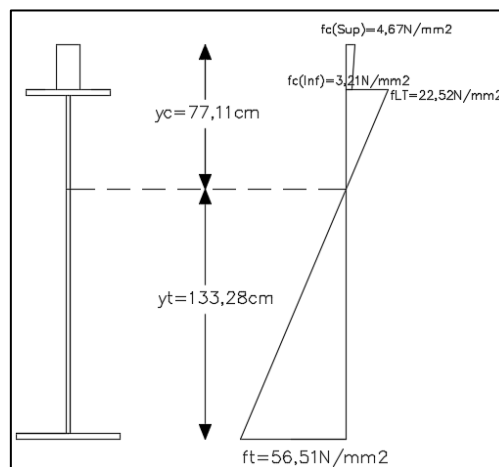


Figura 91. Diagrama de Esfuerzos actuantes en la viga (Tercer estado de carga)

Elaborado: Autor

4.1.4.4.4 Esfuerzos Actuantes

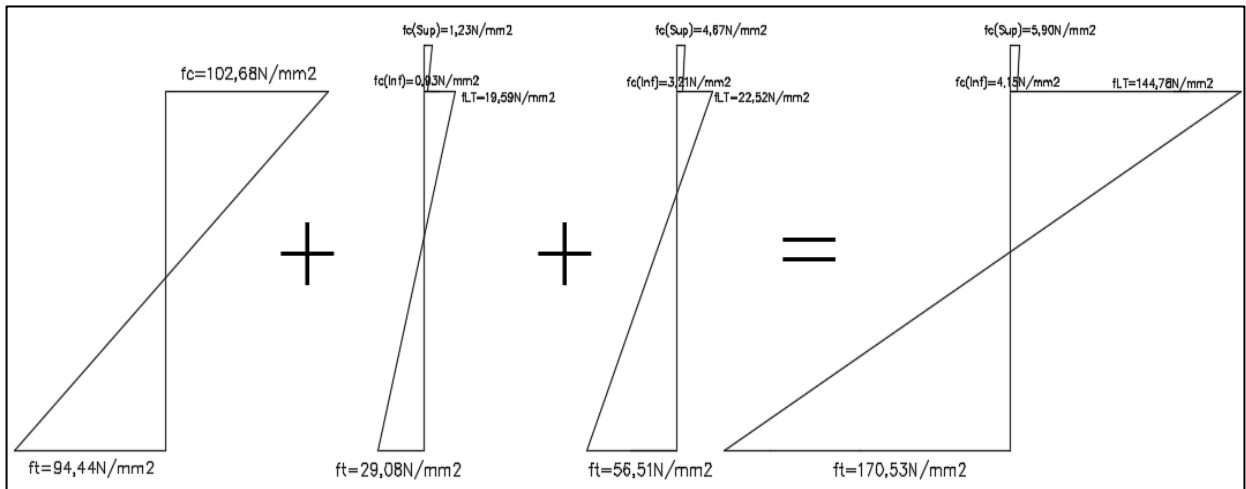


Figura 92. Diagrama de Esfuerzos finales (Tres estado de carga)
Elaborado: Autor

- Hormigón: $f_{c(Max)} = 5,90N/mm^2$
- Acero Estructural: $f_{t(Max)} = 170,53N/mm^2$

4.1.4.4.5 Comprobación de Esfuerzos Admisibles

- Hormigón:

$$f_{c(Admisible)} = 0,40 * f'c$$

$$f_{c(Admisible)} > f_{c(Max)}$$

Dónde:

$$f_{c(Admisible)} = 0,40 * 28MPa = 11,20N/mm^2$$

$$\frac{11,20N}{mm^2} > \frac{5,90N}{mm^2}$$

- Acero Estructural:

$$f_{t(Admisible)} = 0,60 * f'y$$

$$f_{t(Admisible)} = 0,60 * 345MPa = 207N/mm^2$$

$$\frac{207N}{mm^2} > \frac{170,53N}{mm^2}$$

4.1.4.5 Análisis por Flexión

4.1.4.5.1 Momento Solicitante

El momento último solicitante es el producido por la combinación de Carga Resistencia I.

$$\sum \eta_i Q_i = \eta_i (1,25 M_{DC} + 1,50 M_{DW} + 1,75 M_{LL})$$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

$\eta_D = 1$ (Ductilidad, 1.3.3 del Código)

$\eta_R = 1$ (Redundancia, 1.3.4 del Código)

$\eta_I = 1$ (Importancia Operativa, 1.3.5 del Código)

$$\eta_i = 1 * 1 * 1$$

$$\eta_i = 1$$

$$M_{SOLICITANTE} = 1 (1,25 M_{DC} + 1,50 M_{DW} + 1,75 M_{LL})$$

- Momento por Carga Muerta DC
 - Cargas Aplicadas a una viga

$$W_{Barandas} (1 viga) = 105,6 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Vereda} (1 viga) = 336 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Losa} (1 viga) = 1440 \text{ Kg/m}$$

$$W_{VIGA} = 590,32 \text{ Kg/m}$$

$$\sum \text{cargas DC} = 105,6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 336 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 1440 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 590,32 \frac{\text{Kg}}{\text{m}}$$

$$\sum \text{cargas DC} = 2471,72 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momento DC} = \frac{2471,72 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * (40\text{m})^2}{8}$$

$$\text{Momento DC} = 494383 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momento DC} = 494,38 \text{ Ton.m}$$

- Momento por Carga DW

$$W_{Rodadura} (1 viga) = 202,5 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momento DW} = \frac{202,5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} * (40\text{m})^2}{8}$$

$$\text{Momento DW} = 40500 \text{ Kg/m}$$

$$\text{Momento DW} = 40,5 \text{ Ton.m}$$

- Momento por Carga Viva LL
 - Camión de Diseño

Aplicación del Teorema de Barré:

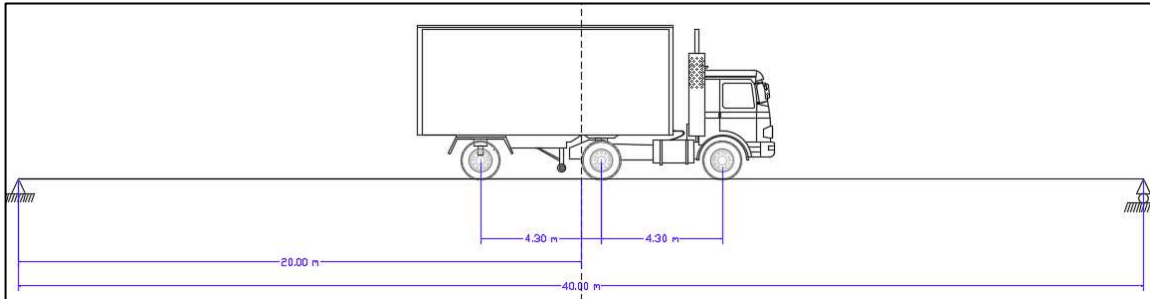


Figura 93. Ubicación del Camión de Diseño HL-93K
Elaborado: Autor

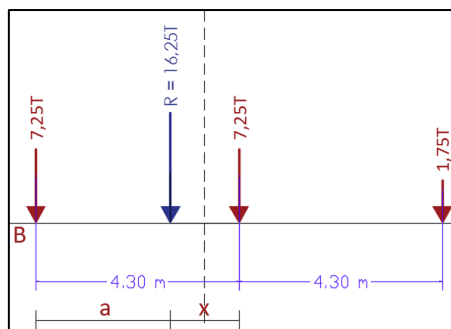


Figura 94. Cargas Equivalentes del Camión de Diseño HL-93K
Elaborado: Autor

$$R = 7,25\text{Ton} + 7,25\text{Ton} + 1,75\text{Ton}$$

$$R = 16,25\text{ Ton}$$

$$\sum M_o B = 0$$

$$16,25\text{ Ton} * a = 7,25\text{Ton} * 4,3\text{m} + 1,75\text{Ton} * (4,3\text{m} + 4,3\text{m})$$

$$a = 2,84\text{ m}$$

$$x = 4,3\text{m} - 2,84\text{ m}$$

$$x = 1,455\text{ m}$$

$$x/2 = 0,728\text{m}$$

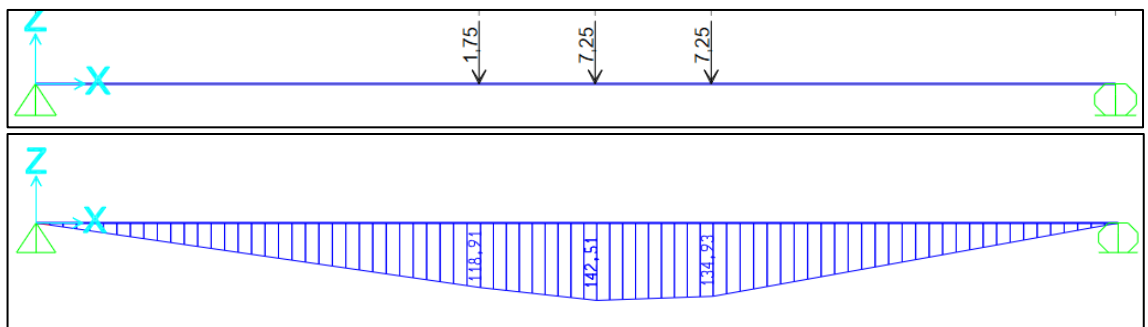


Figura 95. Solicitaciones de momento por camión de diseño
Elaborado: Autor

$$\text{Momento Camión} = 142,51 \text{ Ton. m}$$

- Carga por Carril

Obtenido en el tercer estado de Carga (4.1.4.4.3).

$$M_{\max}(CL)CARRIL = 93000 \text{ Kg. m} \approx 93 \text{ Ton. m}$$

Tabla 41. Momentos Máximos producidos por las cargas sobre una viga del puente.

CASO DE CARGA	CARGA Kg/m	Momento Máximo Positivo		
		Kg.m	Ton.m	Σ (Ton.m)
BARANDA (DC)	105,6	21120	21,12	494,384
VEREDA (DC)	336	67200	67,2	
LOSA (DC)	1440	288000	288	
VIGA (DC)	590,32	118064	118,064	
ASFALTO (DW)	202,5	40500	40,5	40,5
CAMION DE DISEÑO (LL)	---	142510	142,51	142,51
CARRIL DE DISEÑO (LL)	455	91000	91	91

Elaborado: Autor

$$M_U = 1 * [(1,25 * 494,384 \text{ Ton. m}) + (1,50 * 40,5 \text{ Ton. m}) + (1,75 * (142,51 \text{ Ton. m} (1,33) + 91 \text{ Ton. m}))]$$

$$M_U = 617,98 \text{ Ton. m} + 60,75 \text{ Ton. m} + 490,94 \text{ Ton. m}$$

$$M_U(\text{Solicitante}) = 1169,67 \text{ Ton. m}$$

4.1.4.5.2 Capacidad de Momento Plástico

Se debe analizar las cargas que actúan sobre cada uno de los elementos de la losa y la viga, se localiza el eje neutro plástico y se examinan tres casos.

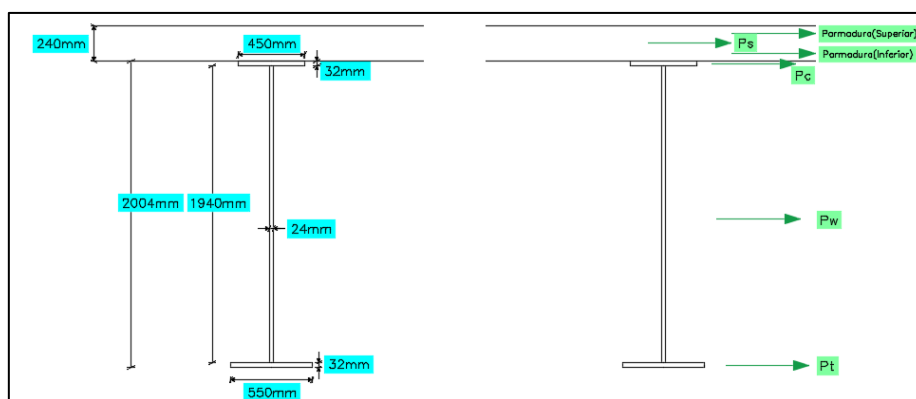


Figura 96. Carga resistente para cada elemento de la sección

Elaborado: Autor

- ❖ Obtención de las cargas para cada elemento
 - Carga resistente: Patín en tensión (inferior)

$$P_t = F_y * t_t * b_t \quad \text{Ecuación (131)}$$

$$P_t = 345 \text{ MPa} * 550 \text{ mm} * 32 \text{ mm}$$

$$P_t = 6,072 \times 10^6 \text{ N}$$

- Carga resistente: Alma

$$P_w = F_y * t_w * d \quad \text{Ecuación (132)}$$

$$P_w = 345 * 24 * 1800$$

$$P_w = 14,904 \times 10^6 \text{ N}$$

- Carga resistente: Patín en compresión (superior)

$$P_c = F_y * b_c * t_c \quad \text{Ecuación (133)}$$

$$P_c = 345 * 450 * 32$$

$$P_c = 4,968 \times 10^6 \text{ N}$$

- Carga resistente: Losa del Tablero

$$P_s = 0,85 * f'c * b_s * t_s \quad \text{Ecuación (134)}$$

$$P_s = 0,85 * 28 * 2600 * 240$$

$$P_s = 14,8512 \times 10^6 \text{ N}$$

- Carga resistente: Armadura del Tablero

$$P_{\text{Armadura(Superior)}} = F_y * \left(\pi * \frac{d^2}{4} \right) \quad \text{Ecuación (135)}$$

$$P_{\text{Armadura(Superior)}} = 345 * \left(\pi * \frac{(16)^2}{4} \right)$$

$$P_{\text{Armadura(Superior)}} = 0,069366 \times 10^6 \text{ N}$$

$$P_{\text{Armadura(Inferior)}} = F_y * \left(\pi * \frac{d^2}{4} \right) \quad \text{Ecuación (136)}$$

$$P_{\text{Armadura(Inferior)}} = 345 * \left(\pi * \frac{(14)^2}{4} \right)$$

$$P_{\text{Armadura(Inferior)}} = 0,053109 \times 10^6 \text{ N}$$

- Caso I: El eje Neutro Plástico se encuentra en el Alma

$$P_t + P_w \geq P_C + P_S + P_{Armadura(Superior)} + P_{Armadura(Inferior)} \quad \text{Ecuación (137)}$$

$$\begin{aligned} 6,072 \times 10^6 + 14,904 \times 10^6 \\ \geq 4,968 \times 10^6 + 14,85 \times 10^6 + 0,069 \times 10^6 + 0,053 \times 10^6 \\ \mathbf{20,976 \times 10^6 N \geq 19,94 \times 10^6 N} \end{aligned}$$

- Caso II: El eje Neutro Plástico se encuentra en el Patín Superior

$$P_t + P_w + P_C \geq P_S + P_{Armadura(Superior)} + P_{Armadura(Inferior)} \quad \text{Ecuación (138)}$$

$$\begin{aligned} 6,072 \times 10^6 + 14,904 \times 10^6 + 4,968 \times 10^6 \\ \geq 14,85 \times 10^6 + 0,069 \times 10^6 + 0,053 \times 10^6 \\ \mathbf{25,904 \times 10^6 N \geq 14,972 \times 10^6 N} \end{aligned}$$

- Caso III: El eje Neutro Plástico se encuentra en el Tablero

$$P_t + P_w + P_C \geq P_S \left(\frac{d_{sup}}{t} \right) + P_{Armadura(Superior)} + P_{Armadura(Inferior)} \quad \text{Ecuación (139)}$$

$$\begin{aligned} 6,072 \times 10^6 + 14,904 \times 10^6 + 4,968 \times 10^6 \\ \geq 14,85 \times 10^6 \left(\frac{18,8}{24} \right) + 0,069 \times 10^6 + 0,053 \times 10^6 \\ \mathbf{25,944 \times 10^6 N \geq 11,75 \times 10^6 N} \end{aligned}$$

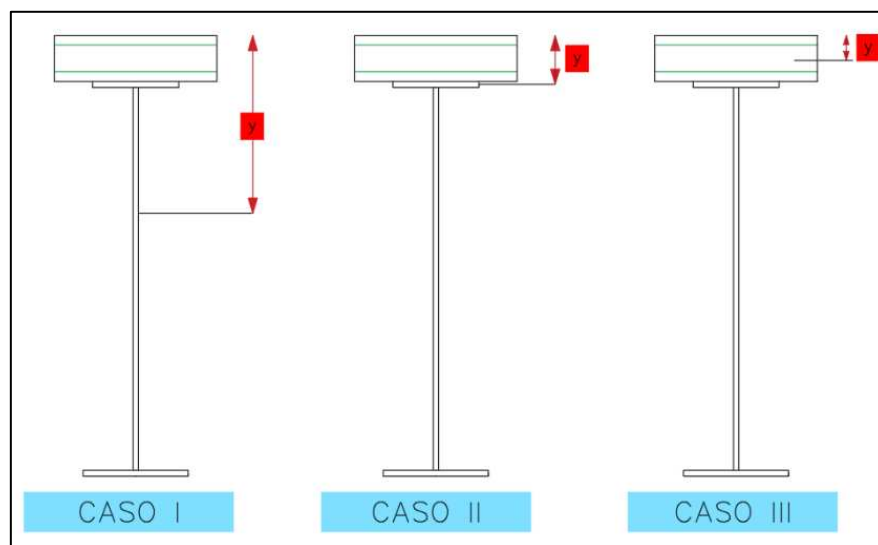


Figura 97. Ubicación probable del eje neutro de la sección resistente compuesta
Elaborado: Autor

Luego de este análisis se concluye que las tres condiciones se cumplen, pero la primera condición es la más cercana y su diferencia es mínima en relación a las dos siguientes, por lo tanto, el eje neutro de la sección compuesta se encuentra en el alma de la viga.

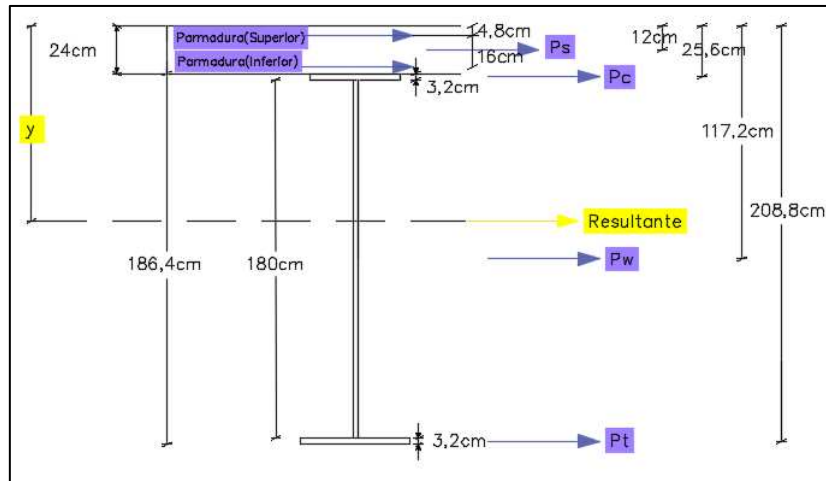


Figura 98. Ubicación del eje neutro plástico en la viga
Elaborado: Autor

$$R = \sum F_i \quad \text{Ecuación (140)}$$

$$R = 6,072 \times 10^6 + 14,904 \times 10^6 + 4,968 \times 10^6 + 14,85 \times 10^6 + 0,069 \times 10^6 + 0,053 \times 10^6$$

$$R = 40,916 \times 10^6 \text{ N}$$

$$\sum M = 0$$

$$\begin{aligned} \rightarrow & 0,069 \times 10^6 * 4,8 + 0,053 \times 10^6 * 20,8 + (14,85 \times 10^6 * 12) \\ & + (4,968 \times 10^6 * 25,6) + (14,904 \times 10^6 * 117,2) \\ & + (6,072 \times 10^6 * 208,8) = 40,916 \times 10^6 \text{ N} * y \end{aligned}$$

$$\rightarrow 3321,40 \times 10^6 \text{ N} = 40,916 \times 10^6 \text{ N} * y$$

$$y = 81,18 \text{ cm}$$

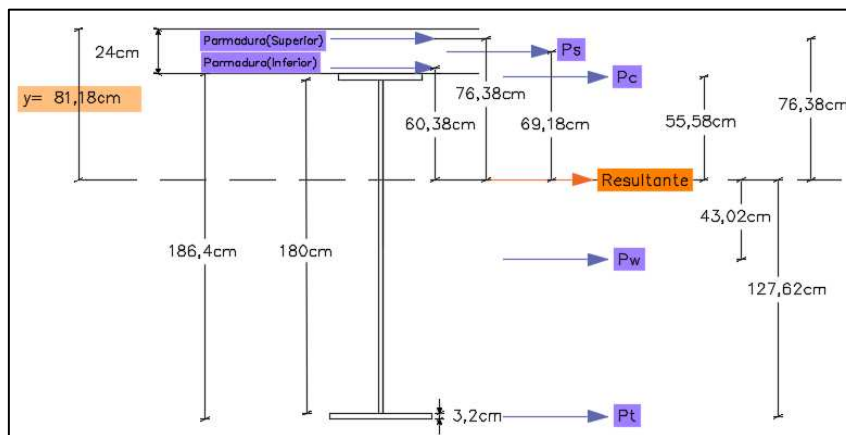


Figura 99. Distancias de las cargas resistentes al eje neutro plástico en la viga
Elaborado: Autor

4.1.4.5.3 Capacidad del Momento Resistente

$$\begin{aligned}
 M_n(\text{Resistente}) & \\
 &= (763,8 * 0,069 * 10^6) + (603,8 * 0,053 * 10^6) \\
 &+ (691,8 * 14,8512 * 10^6) + (555,8 * 4,968 * 10^6) \\
 &+ (430,02 * 14,904 * 10^6) + (1276,2 * 6,072 * 10^6)
 \end{aligned}$$

$$M_n(\text{Resistente}) = 27278,08 * 10^6 \text{ N.mm}$$

$$M_U(\text{Resistente}) = \phi * M_n(\text{Resistente}) \quad \text{Ecuación (141)}$$

$$M_U(\text{Resistente}) = 0,85 * (27278,08 * 10^6 \text{ N.mm})$$

$$M_U(\text{Resistente}) = 23186,37 * 10^6 \text{ N.mm} \approx 2318,63 \text{ Ton.m}$$

$$M_U(\text{Solicitante}) \leq M_U(\text{Resistente}) \quad \text{Ecuación (142)}$$

$$1169,67 \text{ Ton.m} \leq 2318,63 \text{ Ton.m}$$

La sección cumple a Flexión

4.1.4.6 Análisis por Cortante Último

- Camión de Diseño

La cortante máxima se produce por la acción del camión de diseño HL93K y se sitúa cuando el eje trasero se encuentra lo más próximo a uno de los apoyos.

$$V_{\text{Camión de Diseño}} = 15,094 \text{ Ton}$$

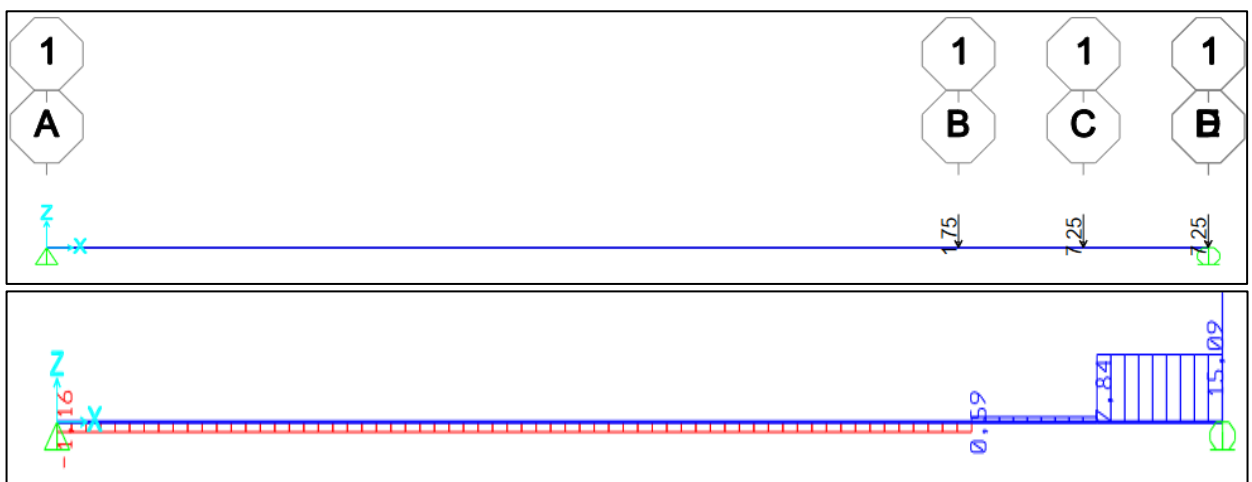


Figura 100. Solicitaciones de cortante por camión de diseño
Elaborado: Autor

La cortante máxima es la producida por la combinación de Carga Resistencia I.

$$\sum \eta_i Q_i = \eta_i (1,25 V_{DC} + 1,50 V_{DW} + 1,75 V_{LL})$$

$$\eta_i = \eta_D \eta_R \eta_I \geq 0,95$$

$\eta_D = 1$ (Ductilidad, 1.3.3 del Código)

$\eta_R = 1$ (Redundancia, 1.3.4 del Código)

$\eta_I = 1$ (Importancia Operativa, 1.3.5 del Código)

$$\eta_i = 1 * 1 * 1$$

$$\eta_i = 1$$

$$V_U(\text{Solicitante}) = 1 (1,25 V_{DC} + 1,50 V_{DW} + 1,75 V_{LL})$$

Tabla 42. Cortantes Máximas producidas por las cargas sobre una viga del puente.

CASO DE CARGA	CARGA Kg/m	Cortante Máximo		
		Kg	Ton	Σ (Ton)
BARANDA (DC)	105,6	2112	2,112	49,4384
VEREDA (DC)	336	6720	6,72	
LOSA (DC)	1440	28800	28,8	
VIGA (DC)	590,32	11806,4	11,8064	4,05
ASFALTO (DW)	202,5	4050	4,05	
CAMION DE DISEÑO (LL)		15094	15,094	15,094
CARRIL DE DISEÑO	455	9100	9,1	9,1

Elaborado: Autor

$$V_U(\text{Solicitante})$$

$$= 1 (1,25 (49,44\text{Ton}) + 1,50 (4,05\text{Ton}) + 1,75$$

$$* (15,094\text{Ton} * 1,33) + 1,75 * (9,1\text{Ton}))$$

$$V_U(\text{Solicitante}) = 61,8 \text{ Ton} + 6,075\text{Ton} + (35,15\text{Ton} + 15,925\text{Ton})$$

$$V_U(\text{Solicitante}) = 118\,930\text{Kg} \approx 118,93 \text{ Ton}$$

Para que la sección cumpla el diseño a cortante debe cumplir el siguiente requisito:

$$V_U(\text{Solicitante}) < V_U(\text{Resistente}) \quad \text{Ecuación (143)}$$

Dónde:

$$V_U(\text{Resistente}) = \phi * V_n \quad \text{Ecuación (144)}$$

Dónde:

ϕ : Factor de Resistencia a Corte.

V_n : Resistencia Nominal a Corte.

$$V_n = 0,58 * f_{y(w)} * A_{(w)} * C \quad \text{Ecuación (145)}$$

Dónde:

$f_{y(w)}$: Esfuerzo a la ruptura del acero.

$A_{(w)}$: Sección Transversal del alma de la viga.

C : Radio de giro.

$$C = \frac{1,12}{d/t_w} * \sqrt{\frac{5 * \epsilon}{f_{y(w)}}} \quad \text{Ecuación (146)}$$

$$C = \frac{1,12}{1800/24} * \sqrt{\frac{5 * 2 \times 10^6}{4900}}$$

$$C = 0,486$$

❖ Altura mínima del alma de la viga que soporte el cortante último requerido

$$V_n = \frac{V_U(\text{Resistente})}{\phi} \quad \text{Ecuación (147)}$$

Si:

$$V_U(\text{Solicitante}) = V_U(\text{Resistente})$$

$$\frac{V_U(\text{Resistente})}{\phi} = 0,58 * f_{y(w)} * A_{(w)} * C$$

$$A_{(w)} = \frac{V_U(\text{Solicitante})}{\phi * 0,58 * f_{y(w)} * C} \quad \text{Ecuación (148)}$$

$$A_{(w)} = \frac{1189300 \text{ N}}{0,9 * 0,58 * 490 * 0,486}$$

$$A_{(w)} = 9405,12 \text{ mm}^2$$

$$A_{(w)} = t_w * d \quad \text{Ecuación (149)}$$

$$d = \frac{A_{(w)}}{t_w}$$

$$d = \frac{9405,12 \text{ mm}^2}{24 \text{ mm}} = 391,88 \text{ mm}$$

$$d_{(Adoptado)} = 1800 \text{ mm}$$

Entonces:

$$V_n = 0,58 * f_{y(w)} * (t_{(w)} * d_{(Adoptado)}) * C \quad \text{Ecuación (150)}$$

$$V_n = 0,58 * 490 * (24 * 1800) * 0,486$$

$$V_n = 5966835,84 \text{ N}$$

$$V_U(\text{Resistente}) = \phi * V_n$$

$$V_U(\text{Resistente}) = 0,9 * 5966835,84 \text{ N}$$

$$V_U(\text{Resistente}) = 5\,370\,152 \text{ N} \approx 537\,015 \text{ Kg}$$

$$118,93 \text{ Ton} < 537,02 \text{ Ton}$$

$$V_U(\text{Solicitante}) < V_U(\text{Resistente})$$

La sección cumple a Cortante

4.1.4.7 Análisis si la Sección es Compacta

Para evitar el pandeo local se establecen valores de relaciones ancho-groeso límites para prevenir este fenómeno.

Los valores obtenidos al aplicar la Tabla (41), son adimensionales.

De acuerdo a las relaciones ancho-groeso, las secciones estructurales se clasifican en cuatro tipos:

Sección Tipo 1.- Secciones para diseño plástico.

Sección Tipo 2.- Secciones Compactas.

Sección Tipo 3.- Secciones No Compactas.

Sección Tipo 4.- Secciones Esbeltas.

❖ Obtención de las Relaciones Ancho-Groeso

- En Patines:

$$\frac{b}{2 t_f}$$

Ecuación (151)

- En Almas:

$$\frac{d}{t_w}$$

Ecuación (152)

Tabla 43. Máximas relaciones ancho-espesor.

	TIPO 1 - (Diseño plástico y Sísmico con Q= 3 o 4)	TIPO 2 - Compactas (Diseño plástico y Sísmico con Q≤2)	TIPO 3 - No Compactas
Alas de Ángulos sencillos y de ángulos dobles con separadores, en compresión; elementos comprimidos soportados a lo largo de uno solo de los bordes longitudinales.	-----	-----	$0,45 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Atiesadores de trabes armadas, soportados a lo largo de un solo borde longitudinal.	-----	-----	$0,56 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Almas de Sección T.	-----	$0,38 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$0,77 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Patines de Secciones I, T o H, en flexión.	$0,32 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$0,38 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$0,58 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Patines de Secciones I o H, en compresión para: placas que sobresalen de miembros comprimidos.	$0,58 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$0,58 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$0,58 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Patines de Canales.	-----	-----	$0,58 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Patines de Secciones en Cajón, laminadas o soldadas, en flexión; cubreplacas entre líneas de remaches, tornillos o soldaduras, Atiesadores soportados a lo largo de los dos bordes paralelos a la fuerza.	$1,12 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$1,12 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$1,47 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Almas de Sección I o H y Placas de Secciones.	$1,47 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$1,47 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$1,47 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Almas en Flexión.	$2,45 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$3,71 \sqrt{\varepsilon/F_y}$	$5,60 \sqrt{\varepsilon/F_y}$
Almas Flexocomprimidas.	$2,45 \sqrt{\varepsilon/F_y} \left(1 - 0,4 \frac{P_u}{P_y}\right)$	$3,75 \sqrt{\varepsilon/F_y} \left(1 - 0,6 \frac{P_u}{P_y}\right)$	$5,6 \sqrt{\varepsilon/F_y} \left(1 - 0,74 \frac{P_u}{P_y}\right)$
Secciones circulares huecas en compresión axial.	$0,065 \varepsilon/F_y$	$0,090 \varepsilon/F_y$	$0,115 \varepsilon/F_y$
Secciones circulares huecas en flexión.	$0,045 \varepsilon/F_y$	$0,071 \varepsilon/F_y$	$0,309 \varepsilon/F_y$

Fuente: ANSI/AISC 314-10.

❖ Clasificación de la Sección:

$$\varepsilon/F_y = \frac{200000 \text{ MPa}}{345 \text{ MPa}} = 579,71 \rightarrow \sqrt{579,71} = 24,077$$

Tabla 44. Máximas relaciones ancho-espesor.

	TIPO 1	TIPO 2	TIPO 3
PATINES	$0,32 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 7,64$	$0,38 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 9,08$	$0,58 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 13,86$
ALMA	$2,45 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 58,56$	$3,71 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 88,68$	$5,60 \sqrt{\varepsilon/F_y} = 133,86$

Elaborado: Autor

Reemplazando en (151) y (152), tenemos:

a)

$$\frac{b}{2 t_f} = \frac{550}{2 * 32} = 8,59$$

b)

$$\frac{d}{t_w} = \frac{1800}{24} = 75$$

Patín:

$$\frac{b}{2 t_f} = 8,59 < 9,08 \rightarrow \text{Tipo 2.}$$

Alma:

$$\frac{d}{t_w} = 75 < 88,68 \rightarrow \text{Tipo 2.}$$

La sección es Tipo 2 (Compacta).

4.1.4.8 Control de Deflexiones

Para el control de deflexiones en código AASTHO en el 2.5.2.6.2 otorga criterios para la deflexión, la deflexión calculada por carga muerta se usará para determinar la contra flecha del puente.

La deflexión máxima ocurre en el centro de la luz, y es igual a:

$$\delta = \frac{5 q * l^4}{384 E * I}$$

Dónde:

q : Sumatoria de la Carga muerta que actúa en el puente

l : Longitud Total del puente

E : Modulo de elasticidad del acero de las vigas

I : Inercia total de la sección compuesta de la viga

- Carga muerta total

$$W_{Rodadura} (1 viga) = 202,5 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Barandas} (1 viga) = 105,6 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Vereda} (1 viga) = 336 \text{ Kg/m}$$

$$W_{Losa} (1 viga) = 1440 \text{ Kg/m}$$

$$W_{viga} = 590,32 \text{ kg/m}$$

$$\Sigma \text{cargas} = 202,5 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 105,6 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 336 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 1440 \frac{\text{Kg}}{\text{m}} + 590,32 \frac{\text{kg}}{\text{m}}$$

$$\Sigma \text{cargas} = 2700,33 \text{ Kg/m}$$

$$q = 2674,42 \text{ Kg/m} \approx 26,74 \text{ Kg/cm}$$

- Inercia total de la viga

Reemplazando los datos en la fórmula:

$$\delta = \frac{5 q * l^4}{384 E * I}$$

$$\delta = \frac{5 * 26,74 \text{ Kg/cm} * (4000\text{cm})^4}{384 * 2000000 \text{ Kg/cm}^2 * 3840226,82\text{cm}^4}$$

$$\delta = 11,60 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} = L/300 \text{ (Puente con cargas vehiculares sobre voladizos).}$$

$$\delta_{max} = \frac{4000}{300}$$

$$\delta_{max} = 13,33 \text{ cm}$$

$$\delta_{max} > \delta$$

$$13,33 \text{ cm} > 11,60 \text{ cm}$$

La sección cumple para la Deflexión

4.1.4.9 Contra flecha del Puente

Para la contra flecha se analiza la deflexión máxima esperada y se aumenta la deflexión máxima permitida, se otorga una contra flecha parabólica.

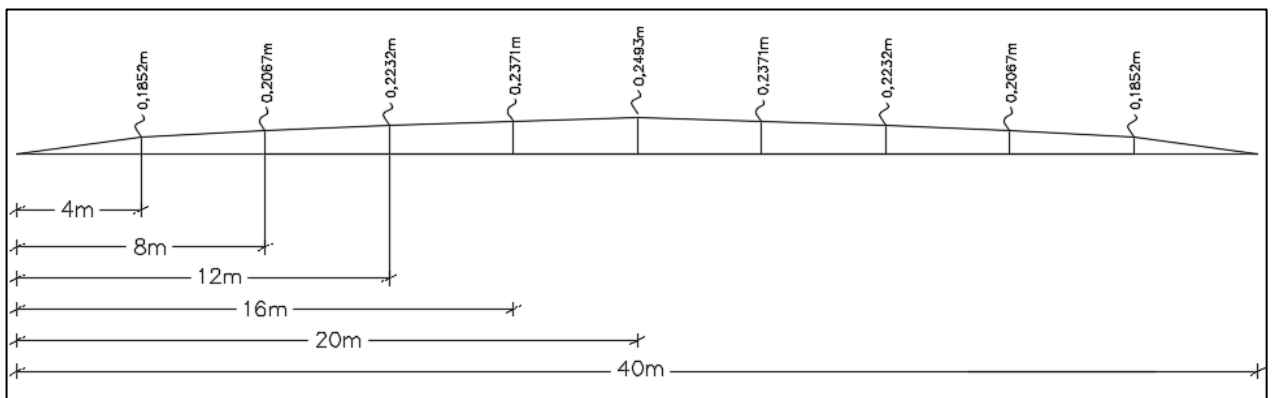


Figura 101. Contra flecha del puente
Elaborado: Autor

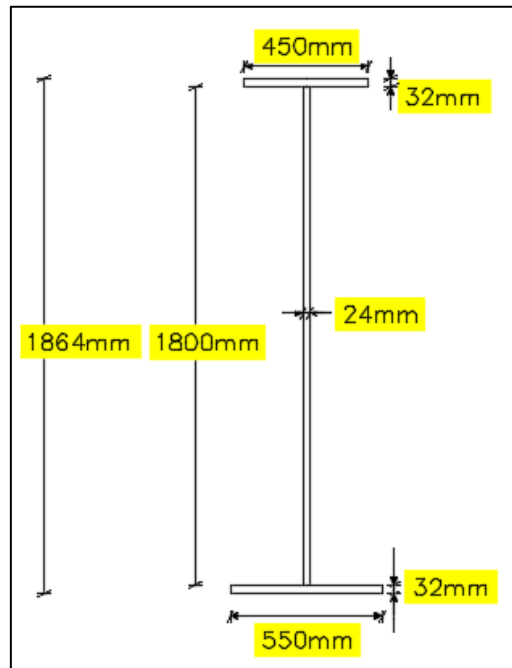


Figura 102. Sección definitiva de la viga diseñada.
Elaborado: Autor

4.1.5 Diseño de Elementos Secundarios de la Superestructura

Todos los elementos secundarios a las vigas de la superestructura, tendrán acero estructural A36.

4.1.5.5 Propiedades del Acero de los Elementos Secundarios.

Acero ASTM A-36:

- ❖ Esfuerzo Límite de Fluencia → F_y : 250 MPa
- ❖ Esfuerzo Límite de Ruptura → F_u : 400 – 550 MPa
- ❖ Esfuerzo Admisible por Flexión → $F_b = 0,6 * F_y = 150$ MPa
- ❖ Módulo de Elasticidad → $E = 29000$ Ksi = 200 GPa

4.1.5.6 Rigidizadores

4.1.5.6.1 Rigidizador Transversal Intermedio (b_t)

- ❖ Ancho Saliente:

Según AASTHO 6.10.11.1.2, el ancho será el mayor de:

$$b_t \geq 50 + \frac{d'}{30}$$

Ecuación (153)

$$b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad \text{Ecuación (154)}$$

Dónde:

d' : Profundidad total de la sección de acero (mm).

b_t : Ancho total del ala de compresión más ancha dentro de la sección considerada (mm).

Reemplazando en (153) y (154), tenemos:

$$b_t \geq 50 + \frac{1864}{30} \geq 112,13 \text{ mm}$$

$$b_t \geq \frac{550}{4} \geq 137,5 \text{ mm}$$

Adoptamos un valor de $b_t = 150 \text{ mm}$

❖ Espesor del Rigidizador Transversal (t_p)

$$t_p = \frac{b_t}{16} \quad \text{Ecuación (155)}$$

$$t_p = \frac{150}{16}$$

$$t_p = 9,375 \text{ mm}$$

Adoptamos un valor de $t_p = 10 \text{ mm}$

El código AASTHO 6.10.11.1.2-2, indica que debe cumplirse la siguiente condición:

$$16 * t_p \geq b_t \geq \frac{b_f}{4} \quad \text{Ecuación (156)}$$

$$16 * 10 \geq 150 \geq \frac{450}{4}$$

$$160 \geq 150 \geq 112,5$$

❖ Espaciamiento entre rigidizadores (d_o)

El espaciamiento será el menor de:

$$d_o \leq d' * \left(\frac{260}{d/t_w} \right)^2 \quad \text{Ecuación (157)}$$

$$d_o \leq 3 * d' \quad \text{Ecuación (158)}$$

Reemplazando en (157) y (158), tenemos:

$$d_o \leq 1864 * \left(\frac{260}{1800/24} \right)^2$$

$$d_o = 22401 \text{ mm}$$

$$d_o \leq 3 * 1864$$

$$d_o = 5592 \text{ mm}$$

❖ Momento de Inercia del Rigidizador

En 6.10.11.1.3. de AASHTO, indica la siguiente condición:

$$I_t \geq I_{t1} \quad \text{Ecuación (159)}$$

Dónde:

$$I_{t1} = d_o * t_w^3 * J \quad \text{Ecuación (160)}$$

J: Relación requerida entre la rigidez de un rigidizador transversal y la de la placa del alma.

$$J = \frac{2,5}{(d_o/d)^2} - 2 \geq 0,5 \quad \text{Ecuación (161)}$$

Si reemplazamos con una distancia entre rigidizadores $d_o = 5000 \text{ mm}$, obtenemos:

$$J = \frac{2,5}{(5000/1800)^2} - 2 \geq 0,5$$

$$-1,67 < 0,5$$

Si colocamos una distancia $d_o = 5000 \text{ mm}$, no cumple no cumple la relación requerida entre la rigidez de un rigidizador transversal y la de la placa del alma. Por lo tanto, se debe colocar a una distancia $d_o = 1900 \text{ mm}$ o menor a esta, colocaremos a una distancia $d_o = 1333,33 \text{ mm}$, esto para facilitar la conexión de los diafragmas horizontales, que fueron colocados en el programa CSI-Bridge cada 4 metros.

$$J = \frac{2,5}{(1333,33)^2} - 2 \geq 0,5$$

$$2,55 > 0,5$$

Reemplazando en (160), tenemos:

$$I_{t1} = 1333 * 24^3 * 3,29$$

$$I_{t1} = 60\,626\,119,7 \text{ mm}^4$$

Inercia Real:

$$I_t = t_w * \frac{b_t^3}{3}$$

Ecuación (162)

$$I_t = 24 * \frac{150^3}{3}$$

$$I_t = 27\,000\,000 \text{ mm}^4$$

$$60\,626\,119,7 \text{ mm}^4 > 27\,000\,000 \text{ mm}^4$$

$$I_t \geq I_{t1}$$

Por lo tanto, se cumple que la inercia real sea mayor a la requerida en el Código.

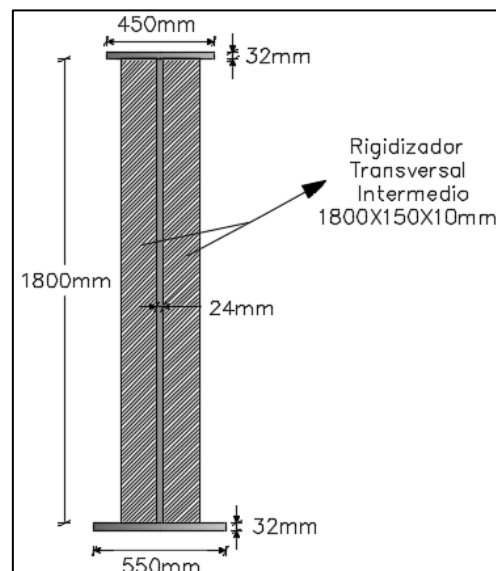


Figura 103. Vista frontal de la ubicación del rigidizador transversal intermedio.

Elaborado: Autor

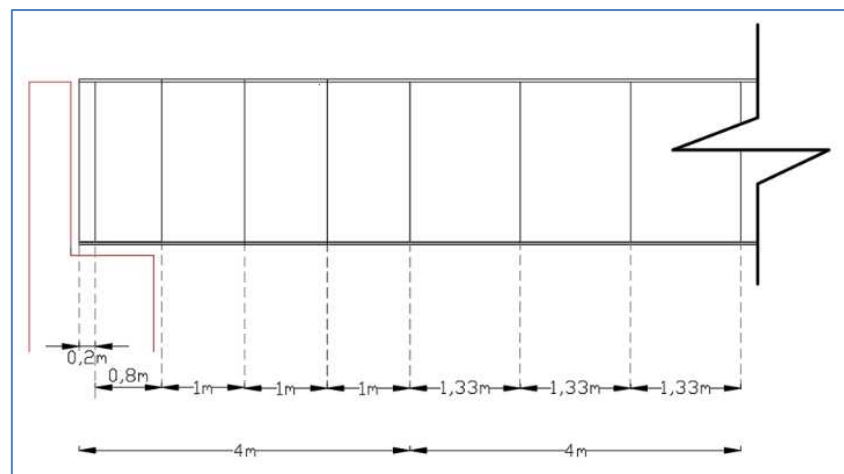


Figura 104. Vista en perfil de la ubicación del rigidizador transversal intermedio.

Elaborado: Autor

4.1.5.6.2 Rigidizador Transversal de Apoyo

“Las uniones del alma se deberán diseñar de manera que transmitan la totalidad de la fuerza de aplastamiento debido a las cargas mayoradas. Los rigidizadores deberán abarcar la totalidad de la profundidad del alma y prolongarse hasta tan cerca como sea posible de los bordes exteriores de las alas” (AASHTO, 6.10.11.2.1, 2017).

❖ Ancho Saliente (b_s):

Según 6.10.11.2.2 del código AASHTO, se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$b_s = \frac{b_c - t_w}{2} \quad \text{Ecuación (163)}$$

$$b_s = \frac{450 - 24}{2}$$

$$b_s = 213 \text{ mm}$$

❖ Espesor del Rigidizador (t_s):

$$t_s = \frac{b_s * f_y^{0,5}}{578} \quad \text{Ecuación (164)}$$

$$t_s = \frac{210,5 * 3500^{0,5}}{578}$$

$$t_s = 21,55 \text{ mm}$$

Adoptamos un valor de $t_s = 22 \text{ mm}$

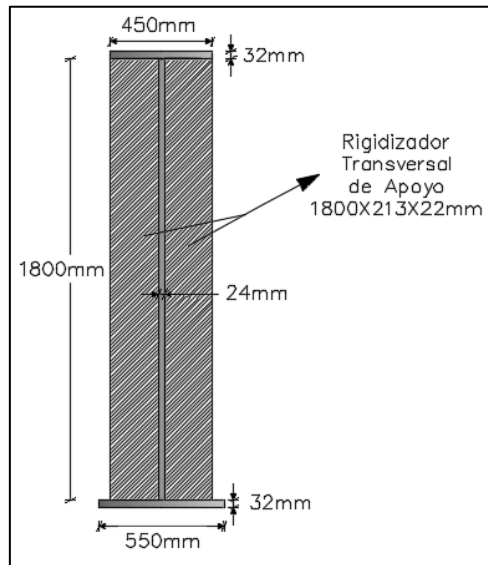
❖ Ubicación del Rigidizador de Apoyo:

Se debe de ubicar a una distancia $d/2$ desde el extremo de la viga hacia el centro de la luz en cada lado del puente.

$$d = \frac{1800}{2}$$

$$d = 900 \text{ mm}$$

Sin embargo, la ubicación se la hará a 200mm del extremo de la viga de cada lado, esto con el fin de permitir la conexión con los diafragmas verticales.



**Figura 105. Vista frontal del rigidizador transversal de apoyo.
Elaborado: Autor**

4.1.5.6.3 Rigidizador Longitudinal

Se requiere rigidizador longitudinal si no se cumplen las siguientes expresiones:

$$t_w \geq d * \frac{(0,60 f_y)^{0,5}}{6085} \quad \text{Ecuación (165)}$$

$$t_w \geq \frac{d}{170} \quad \text{Ecuación (166)}$$

Reemplazando en (165) y (166), tenemos:

$$t_w \geq 180 * \frac{(0,60 * 345)^{0,5}}{6085}$$

$$2,4 \geq 0,43$$

$$t_w \geq \frac{180}{170}$$

$$2,4 \geq 1,05$$

Se concluye que no se necesita colocar rigidizador longitudinal.

4.1.5.7 Diafragmas

4.1.5.7.1 Diafragma Horizontal

El acero de los diafragmas Inferiores será A36, tendrá perfiles tipo "L" de 150x150x8 mm.

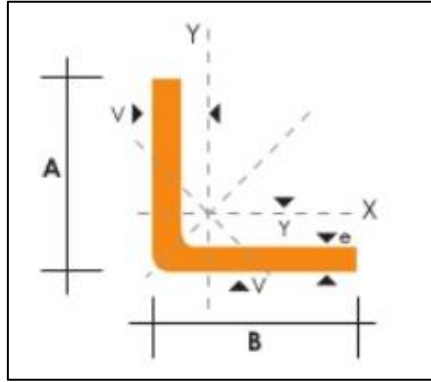


Figura 106. Nomenclatura del Perfil tipo "L".
Fuente: Catálogo de perfiles estructurales DIPAC.

Tabla 45. Propiedades del perfil L

DIMENSIONES			PESOS		Sección	EJE X-X I cm ⁴	=	EJE Y-Y		EJE U-U i cm	EJE V-V i cm
A mm	B mm	e mm	6 metros Kg	1 metro Kg				W cm ³	i cm		
150	150	8	110,16	18,36	22,95	512,45	47,1	4,72	4,12	6,01	2,92

Fuente: Catálogo de perfiles estructurales DIPAC.

❖ Clasificación de la Sección:

De acuerdo con la tabla (40) de este documento, las alas de ángulos se determinan por la siguiente fórmula:

$$0,45 \sqrt{\varepsilon / F_y}$$

Reemplazando los datos de nuestro Angulo de acero A36:

$$\varepsilon / F_y = \frac{200000 \text{ MPa}}{250 \text{ MPa}} = 800 \rightarrow \sqrt{800} = 28,28$$

$$0,45 * 28,28 = 12,72$$

$$\frac{b}{2 t_f} = \frac{150}{2 * 8} = 9,38$$

$$12,72 > 9,38$$

La sección es TIPO 3 (No Compactas).

❖ Relación de Esbeltez

De acuerdo a 6.9.3 de AASTHO, deben cumplir con lo siguiente:

$$\frac{k l}{r} \leq 140$$

Ecuación (167)

Dónde:

k: Factor de longitud efectiva.

l: Longitud no arriostrada horizontal. (m)

r: Radio de giro. (m)

El valor de *k* es igual a $k = 0,75$ según 4.6.2.5 del código AASTHO.

- Longitud No Arriostrada.

$$l = S - \left[2 * \left(\frac{t_w}{2} \right) \right] - (2 * b_r') \quad \text{Ecuación (168)}$$

Dónde:

S: Separación entre ejes de vigas.

b_r': Distancia entre la cara lateral del alma al punto de unión (5 cm).

$$l = 260 - \left[2 * \left(\frac{2,4}{2} \right) \right] - (2 * 5)$$

$$l = 247,6 \text{ cm}$$

Reemplazando en (167), tenemos:

$$\frac{0,75 * 247,6}{4,72} \leq 140$$

$$39,34 \leq 140$$

El diafragma cumple para la Esbeltez

❖ Esfuerzo Admisible del Acero

$$\sigma_{Admisible} = \frac{\varepsilon}{\left(\frac{k l}{r} \right)^2} \quad \text{Ecuación (169)}$$

Dónde:

$\sigma_{Admisible}$: Esfuerzo admisible del acero en elementos horizontales.

ε : Módulo de elasticidad del acero.

Reemplazando en (169), tenemos:

$$\sigma_{Admisible} = \frac{2000000}{(39,34)^2}$$

$$\sigma_{Admisible} = 1292,23 \text{ Kg/cm}^2$$

- ❖ Distribución de la carga de viento (P_{VIENTO}) Lateral en puente de vigas.

Según el código AASTHO se debe de considerar una carga de viento para una velocidad de 160 Km/h igual a:

$$P_W = 1,23 \times 10^{-3} \text{ MPa} \approx 0,0123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{VIENTO} = A_{Expuesta} * P_W \quad \text{Ecuación (170)}$$

$$A_{Expuesta} = (h_{viga} + h_{tablero}) * L \quad \text{Ecuación (171)}$$

Reemplazando en (171), tenemos:

$$A_{Expuesta} = (186,4 + 24) * 4000$$

$$A_{Expuesta} = 841\,600 \text{ cm}^2$$

Reemplazando en (170), tenemos:

$$P_{VIENTO} = 841\,600 \text{ cm}^2 * 0,0123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_{VIENTO} = 10351,7 \text{ Kg}$$

- ❖ Reacciones en los Apoyos por P_{VIENTO} .

$$R_A = R_B = \frac{P_{VIENTO}}{2} \quad \text{Ecuación (172)}$$

$$R_A = R_B = \frac{10351,7 \text{ Kg}}{2}$$

$$R_A = R_B = 5175,84 \text{ Kg}$$

- ❖ Esfuerzo Real

$$\sigma_{Real} = \frac{5175,84 \text{ Kg}}{22,95 \text{ cm}^2} = 225,53 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Admisible} > \sigma_{Real}$$

4.1.5.7.2 Diafragma Vertical (Diagonales).

Se usará el mismo perfil que en el diafragma Horizontal.

- ❖ Longitud de Pandeo

$$L = \sqrt{S^2 + h_{VIGA}^2} \quad \text{Ecuación (173)}$$

$$L = \sqrt{2,60m^2 + 1,80m^2}$$

$$L = 3,16 \text{ m}$$

❖ Relación de Esbeltez

Reemplazando en (167), tenemos:

$$\frac{0,75 * 316}{4,72} \leq 140$$

$$50,21 \leq 140$$

El diafragma cumple para la Esbeltez

❖ Carga T que absorbe la Diagonal.

$$T = \frac{R * L}{l} \quad \text{Ecuación (174)}$$

Dónde:

R: Reacción por la carga P_{VIENTO} .

L: Longitud de Pandeo.

l: Longitud del elemento horizontal.

Reemplazando en (174), tenemos:

$$T = \frac{5175,84 \text{ Kg} * 3,16m}{2,60m}$$

$$T = 6290,64 \text{ Kg}$$

❖ Esfuerzo Real

$$\sigma_{Real} = \frac{T}{A_{Perfil}} \quad \text{Ecuación (175)}$$

$$\sigma_{Real} = \frac{6290,64 \text{ Kg}}{22,95 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{Real} = 274,11 \text{ Kg/cm}^2$$

❖ Esfuerzo Admisible de Acero

Reemplazando en (169), tenemos:

$$\sigma_{Admisible} = \frac{2000000}{(50,21)^2}$$

$$\sigma_{Admisible} = 779,33 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Admisible} > \sigma_{Real}$$

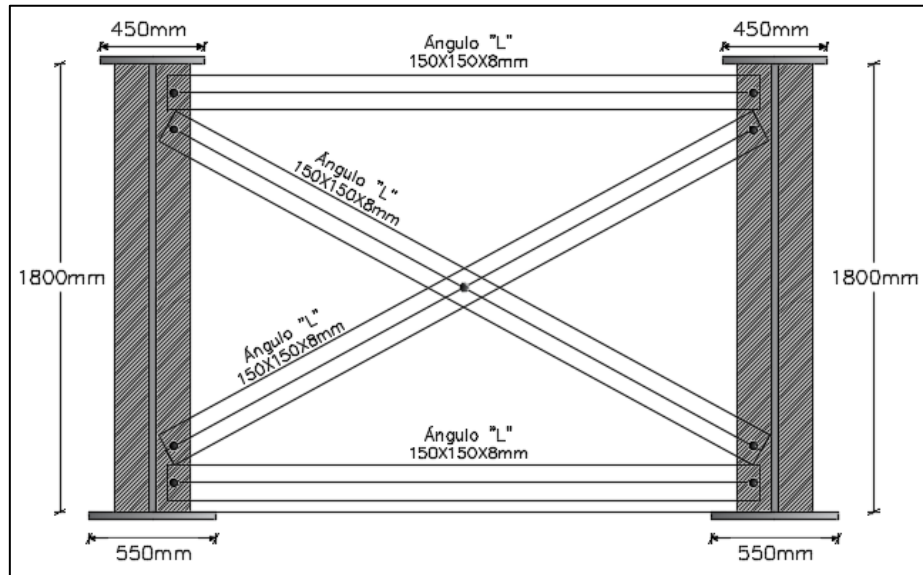


Figura 107. Esquema de ubicación de Diafragmas tipo "L".
Elaborado: Autor

4.1.5.7.3 Diafragma Inferior (Diagonales Inferiores)

Se usará el igual perfil que en el diafragma Horizontal.

❖ Relación de Esbeltez

Debe cumplir con la ecuación (166):

$$\frac{k l}{r} \leq 140$$

- Longitud No Arriostrada:

$$l = \sqrt{\left(\frac{S_{rig}}{2}\right)^2 + S^2} - (2 * b)$$

Ecuación (176)

Dónde:

S_{rig} : Distancia entre rigidizadores intermedios.

S : Distancia entre vigas longitudinales.

b : Distancia entre el punto de unión del rigidizador horizontal (diagonales inferiores) y el punto de unión entre el rigidizador y el alma de la viga.

Reemplazando en (176), tenemos:

$$l = \sqrt{\left(\frac{1,33}{2}\right)^2 + 2,60^2 - (2 * 0,38)}$$

$$l = 2,61 \text{ m}$$

Reemplazando en (166), tenemos:

$$\frac{0,75 * 261}{4,72} \leq 140$$

$$41,47 \leq 140$$

El diafragma cumple para la Esbeltez

❖ Carga T que absorbe la Diagonal.

$$T = \frac{R}{\sin \alpha}$$

Ecuación (177)

Dónde:

R: Reacción en las vigas : $R_A = R_B = 5175,84 \text{ Kg}$

α : Angulo entre diagonal y viga metálica.

$$\alpha = 53,84^\circ$$

$$T = \frac{5175,84 \text{ Kg}}{\sin 53,84^\circ}$$

$$T = 6410,72 \text{ Kg}$$

❖ Esfuerzo Real.

$$\sigma_{Real} = \frac{T}{Area_{perfil}}$$

Ecuación (178)

$$\sigma_{Real} = \frac{6410,72 \text{ Kg}}{22,95 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{Real} = 279,33 \text{ Kg/cm}^2$$

❖ Esfuerzo Admisible del Acero

$$\sigma_{Adm.} = \frac{\epsilon}{\left(\frac{Kl}{r}\right)^2}$$

Ecuación (179)

$\sigma_{Adm.}$: Esfuerzo Admisible del acero en elementos horizontales.

ϵ : Módulo de Elasticidad del acero.

$$\sigma_{Adm.} = \frac{2\,000\,000}{(41,47)^2}$$

$$\sigma_{Adm.} = 1162,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{Admisible} > \sigma_{Real}$$

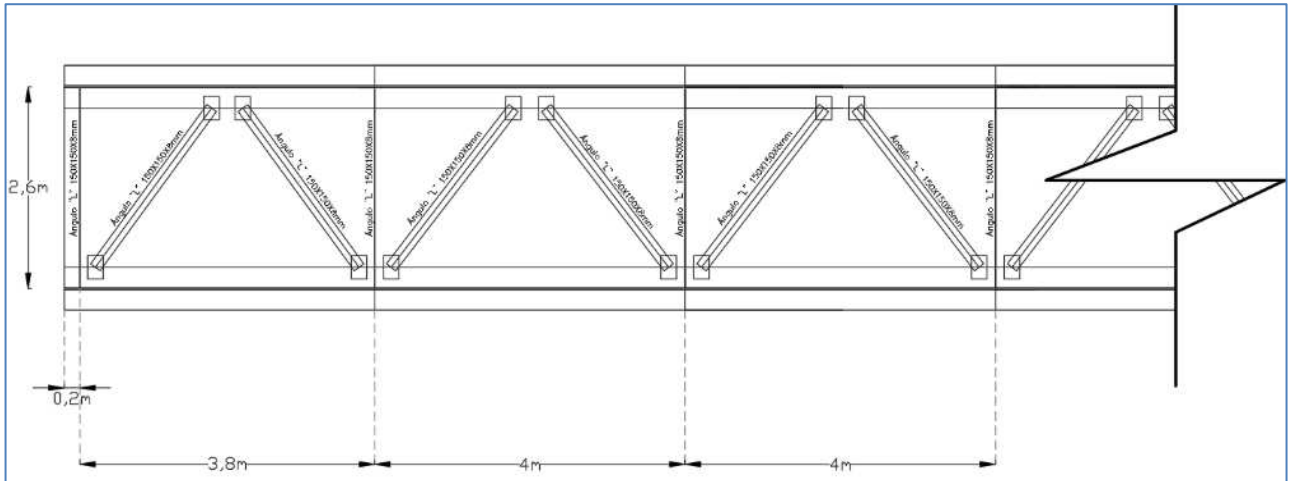


Figura 108. Diafragmas Inferiores Diagonales tipo "L".

Elaborado: Autor

4.1.5.8 Conectores de Corte

Permiten la unión entre monolítica entre la losa de hormigón armado y las vigas metálicas, estos resisten la fuerza cortante nominal que se presenta en la unión de la viga y la losa.

4.1.5.8.1 Resistencia a la Fatiga

De acuerdo a AASTHO LRFD 6.10.10.2, la resistencia a corte por fatiga de un conector de corte tipo perno individual es:

$$Z_r = a * \phi_{Perno}^2 \quad \text{Ecuación (180)}$$

$$a = 238 - 29,50 * \log N \quad \text{Ecuación (181)}$$

$$N = 365 * 75 * n * ADTT_{SL} \quad \text{Ecuación (182)}$$

Dónde:

a : Coeficiente, depende del número de ciclos de carga.

N : Número de ciclos.

\emptyset_{perno} : Diámetro del conector de corte tipo perno (mm).

n : Número de ciclos por pasada de un camión.

4.1.5.8.2 Frecuencia

De acuerdo a AASTHO LRFD 3.6.1.4.2, la frecuencia de carga de fatiga se deberá tomar como el tráfico medio diario de camiones en un único carril ($ADTT_{SL}$). Esta frecuencia se aplica a todos los componentes del puente. Cuando no existe información precisa el $ADTT_{SL}$ se toma como:

$$ADTT_{SL} = p * ADTT \quad \text{Ecuación (183)}$$

Dónde:

$ADTT$: Número de camiones por día en un carril, promediado sobre el periodo de diseño.

p : Coeficiente de tráfico de camiones en función del número de carriles disponibles.

El valor de p , se toma de acuerdo a la Tabla (42).

Tabla 46. Fracción de tráfico de camiones en único carril.

Número de carriles disponibles para camiones	p
1	1,00
2	0,85
3 o más	0,80

Fuente: AASTHO LRFD 2017, Tabla 3.6.1.4.2-1.

El tráfico medio diario ADT (Average Daily Traffic), esta físicamente limitado a 20 000 vehículos por carril y por día (todos los vehículos, incluidos automóviles y camiones). El $ADTT$ se debe de considerar este valor límite.

El $ADTT$ depende de la tabla (44).

Tabla 47. Fracción de camiones en el tráfico.

Tipos de carretera	Fracciones de camión en el tráfico
Rural Interestatal	0,20
Urbana Interestatal	0,15
Otras Rurales	0,15
Otras Urbanas	0,10

Fuente: AASTHO LRFD 2017, Tabla C3.6.1.4.2-1.

El valor correspondiente de la Tabla (44) para el proyecto actual es 0,15 que corresponde al tipo de carretera: otras rurales.

$$ADTT = 0,15 ADT$$

Ecuación (184)

Reemplazando en (184), tenemos:

$$ADTT = 0,15 * 20\ 000$$

$$ADTT = 3000$$

Ahora reemplazamos en (183):

$$ADTT_{SL} = 1 * 3000$$

$$ADTT_{SL} = 3000$$

Tabla 48. Ciclos por pasada de camión (n).

Elementos longitudinales		
Vigas de un solo tramo	1,0	
Vigas continuas	1,5	
1) Cerca de un apoyo inferior	1,0	
2) otras ubicaciones	5,0	
Vigas en voladizo	5,0	
Celosías	1,0	
	Separación	
Elementos Transversales	>20 pies	≤ 20 pies
	1,0	2,0

Fuente: AASTHO LRFD 2017, Tabla 6.6.1.2.5-2.

El valor n correspondiente para el puente de este proyecto es: $n = 1$ (Vigas de un solo tramo).

Reemplazamos en (182), obteniendo:

$$N = 365 * 75 * 1,0 * 3000$$

$$N = 82,125 \times 10^6$$

Encontramos el coeficiente a , reemplazando la ecuación (181):

$$a = 238 - 29,50 * \log (82,125 \times 10^6)$$

$$a = 4,52$$

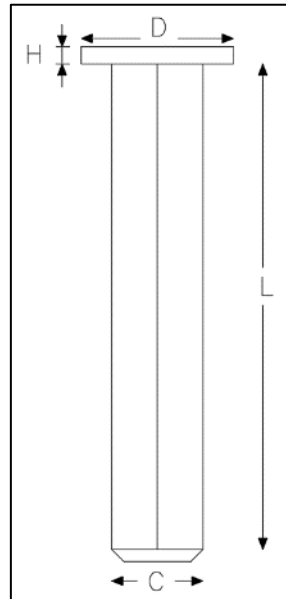


Figura 109. Geometría del Conector de Corte tipo Perno.
Elaborado: Autor

Tabla 49. Tipos de conectores de corte.

TIPOS DE CONECTORES	NS	NS	NS	NS	NS
	500/250	625/250	625/300	625/400	750/400
Diámetro del vástago (C)	1/2 "	5/8 "	5/8 "	5/8 "	3/4 "
Longitud del vástago (L)	2 1/2 "	2 1/2 "	3 "	4 "	4 "
Diámetro de la cabeza (D)	1 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "	1 1/4 "
Altura de la cabeza (H)	8,5 mm	8,5 mm	8,5 mm	8,5 mm	10 mm

Fuente: *Catálogo PRECOR, Conectores de Cortante.*

Elegimos el tipo de conector **NS 750/400**. $C = 3/4'' \approx 19,05\text{mm}$

Conector de Corte **4'' X 3/4' NS 750/400**:

- ❖ Esfuerzo Límite de Fluencia $\rightarrow F_y : 350 \text{ MPa}$
- ❖ Esfuerzo Límite de Ruptura $\rightarrow F_u : 450 \text{ MPa}$

De la ecuación (180), obtenemos:

$$Z_r = 4,52 * (19,05)^2$$

$$Z_r = 1640,34 \text{ N}$$

4.1.5.8.3 Resistencia al Corte

Según AASTHO LRFD 6.10.10.4.1, la resistencia al corte mayorada de un único conector de corte (Q_r) en el estado límite de resistencia es:

$$Q_r = \phi_{sc} * Q_n$$

Ecuación (185)

Dónde:

ϕ_{sc} : Factor de resistencia para conectores de corte.

Q_n : Resistencia Nominal al corte de un conector individual.

De acuerdo a la norma AASTHO 6.10.10.4.3, la resistencia nominal a corte de un conector tipo perno embebido en un tablero de hormigón armado es:

$$Q_n = 0,50 * A_{sc} * \sqrt{f'c * E_C} \leq A_{sc} * F_U \quad \text{Ecuación (186)}$$

Dónde:

A_{sc} : Área de la sección transversal del conector de corte (mm).

E_C : Módulo de elasticidad del hormigón del tablero (MPa).

F_U : Resistencia mínima a la tensión especificada de un conector de corte tipo perno.

$$E_C = 0,043 * (\gamma_c)^{1,50} * \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (187)}$$

Dónde:

γ_c : Densidad del hormigón (N/mm²).

$f'c$: Resistencia a la compresión cilíndrica del hormigón (MPa).

$$E_C = 0,043 * (240 * 10)^{1,50} * \sqrt{28}$$

$$E_C = 26752,50 \text{ MPa}$$

❖ Área de la sección transversal del conector NS 750/400.

$$A_{sc} = \frac{\pi * C^2}{4} \quad \text{Ecuación (188)}$$

$$A_{sc} = \frac{\pi * (19,05\text{mm})^2}{4}$$

$$A_{sc} = 285,02\text{mm}^2$$

El valor de F_U , según AASTHO LRFD 6.4.4, es de 60,0 ksi (415 MPa). Nuestro conector de corte tiene un $F_U = 450 \text{ MPa}$.

Para obtener la resistencia nominal de corte individual, reemplazamos en (186):

$$Q_n = 0,50 * 282,05 * \sqrt{28 * 26752,5} \leq 285,02 * 450$$

$$Q_n = 1,23 * 10^5 \geq 1,27 * 10^5$$

Reemplazando en (185), obtenemos:

$$Q_r = 0,85 * 1,23 * 10^5$$

$$Q_r = 103\,747,16\,N$$

4.1.5.8.4 Fuerza de corte Nominal (P)

De acuerdo con AASTHO LRFD 6.10.10.4.2, para los tramos simples y compuestos que en su condición final son no compuestos para flexión negativa, la fuerza de corte Nominal P, entre el punto máximo de sobre carga de diseño positivo más momento de impacto y cada punto de momento nulo adyacente es:

$$P = P_p \quad \text{Ecuación (189)}$$

Dónde:

P_p : Fuerza de corte longitudinal en el tablero en el punto máximo de sobrecarga positiva más momento de impacto (N).

$$P_p = 0,85 * f'c * b_s * t_s \quad \text{Ecuación (190)}$$

Dónde:

b_s : Ancho efectivo del tablero (mm).

t_s : Espesor efectivo del tablero (mm).

Reemplazamos en (190).

$$P_p = 0,85 * 28 * 5000 * 240$$

$$P_p = 28,56 * 10^6\,N$$

4.1.5.8.5 Número de Conectores (n)

Según 6.10.10.4.1 de la Norma AASTHO LRFD 2017, en el Estado Límite de Resistencia el mínimo número de conectores de corte sobre la región considerada es:

$$n = P/Q_r \quad \text{Ecuación (191)}$$

$$n = \frac{28,56 * 10^6\,N}{103\,747,16\,N}$$

$$n = 275,28 \approx 276$$

❖ Número de Conectores por Viga:

$$n_{c/viga} = \frac{n}{\# \text{vigas}} \quad \text{Ecuación (192)}$$

$$n_{c/viga} = \frac{276}{2}$$

$$n_{c/viga} = 138$$

4.1.5.8.6 Espaciamiento longitudinal entre los conectores de corte

$$s_{CL} = \frac{L - (2 * s)}{n} \quad \text{Ecuación (193)}$$

Dónde:

s : Distancia desde los extremos de la viga hacia el primer conector de corte (mm).

$$s_{CL} = \frac{40\,000 - (2 * 100)}{138 - 1}$$

$$s_{CL} = 290,51 \text{ mm}$$

Adoptamos un valor $s_{CL} = 300 \text{ mm}$, por lo tanto:

$$n = \frac{40\,000 - (2 * 100)}{300} + 1$$

$$n = 134$$

Se necesita colocar $n = 134$ conectores de corte, separados longitudinalmente $s_{CL} = 300 \text{ mm}$.

De acuerdo con AASTHO LRFD 2017, 6.10.10.1.2; el espaciamiento entre conectores de cortante máximo tomado de centro a centro de la cabeza de los conectores no debe exceder 48 pulgadas para miembros con una profundidad de losa igual o mayor a 24 pulgadas; para miembros con una profundidad de losa menor a 24 pulgadas la separación entre conectores de cortante no debe exceder 24 pulgadas.

En nuestro caso cumple ya que $300\text{mm} = 11,8$ pulgadas es menor a 24 pulgadas que es la separación máxima permitida.

4.1.5.8.7 Recubrimiento de hormigón en los conectores

Según las especificaciones de la AAHSTO LRFD 6.10.10.1.4; los conectores de cortante tipo pernos deberán ingresar como mínimo 2 pulgadas en la profundidad de la losa de hormigón.

$$L_{PERNO} > 50 \text{ mm}$$

Ecuación (194)

Donde:

L_{PERNO} : Longitud del perno

$$I_{PERNO} = 4 \text{ plg} \approx 101,60 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

En el mismo artículo de la Norma AAHSTO LRFD indica que la altura libre de recubrimiento de la losa de hormigón en la parte superior de los conectores a corte debe ser mayor a 2 pulgadas.

$$t_{LOSA} - I_{PERNO} > 50 \text{ mm}$$

Ecuación (195)

$$240 - 101.60 > 50 \text{ mm}$$

$$138,40 \text{ mm} > 50 \text{ mm}$$

4.1.5.9 Diseño de las Placas de Apoyo

Las placas de apoyo permitirán el adecuado trabajo de interacción entre la superestructura y la infraestructura; el uso de apoyos elastoméricos (que tienen propiedades elásticas) permite el desplazamiento normal y absorbe parcialmente la energía producida por la concentración y dilatación térmica de las vigas del puente, el peso y la inercia provocada por el paso de vehículos, esfuerzos provocados por eventos ocasionales como crecidas, vientos o colisiones, desplazamientos por eventos sísmicos, etc. Al no existir los apoyos elastoméricos se producirían fatiga mecánica de los elementos.

El esfuerzo admisible cortante de acuerdo a AASTHO LRFD 2017, 14.7.6.2 (Propiedades de los Materiales) debe estar entre 0,080 Ksi y 0,250 Ksi.

- ❖ Reacción por Carga Muerta en la viga

$$R_{CM} = 53488,4 \text{ Kg}$$

- ❖ Reacción por Carga Viva en la viga

$$R_{CV} = 24194 \text{ Kg}$$

4.1.5.9.1 Área necesaria de Neopreno

$$A_N = \frac{R_{CM} + R_{CV}}{\sigma_{Admisible}}$$

Ecuación (196)

Dónde:

$\sigma_{Admisible}$: Esfuerzo admisible del neopreno bajo la acción de la carga muerta y viva (Torres C., 2013, pág. 437).

$$A_N = \frac{53488,4 \text{ Kg} + 24194 \text{ Kg}}{56 \text{ Kg/cm}^2}$$

$$A_N = 1387,19 \text{ cm}^2$$

4.1.5.9.2 Dimensionamiento de la Placa de Neopreno.

El ancho de la placa no debe exceder el ancho de la viga. (Torres C., 2013, pág. 436).

$$A_N = w * L \quad \text{Ecuación (197)}$$

Dónde:

w: Ancho de la placa rectangular, medida en dirección perpendicular a la dirección del tráfico.

L: Longitud de la placa rectangular, medida en dirección paralela a la dirección del tráfico.

Ancho del patín inferior de la viga:

$$bt = 550 \text{ mm}$$

Adoptamos **w = 480 mm**.

Despejando L de (197), tenemos:

$$L = \frac{A_N}{w}$$

$$L = \frac{1387,19 \text{ cm}^2}{48 \text{ cm}}$$

$$L = 28,89 \text{ cm}$$

$$L_{\text{Adoptado}} = 30 \text{ cm}$$

$$A_{N(\text{Real})} = 48 \text{ cm} * 30 \text{ cm}$$

$$A_{N(\text{Real})} = 1440 \text{ cm}^2$$

4.1.5.9.3 Espesor (e) de la Placa de Neopreno

De acuerdo con AASTHO LRFD 2017 14.7.6.3.6 el espesor mínimo de la placa es igual a:

$$e = \frac{L}{3} \text{ ó } \frac{w}{3} \quad \text{Ecuación (198)}$$

Dónde L y w están en pulgadas.

$$e = \frac{L}{3} = \frac{30}{3 * 2,54} = 3,94 \text{ cm}$$

$$e = \frac{w}{3} = \frac{48}{3 * 2,54} = 6,29 \text{ cm}$$

$$e_{\text{Adoptado}} = 7 \text{ cm}$$

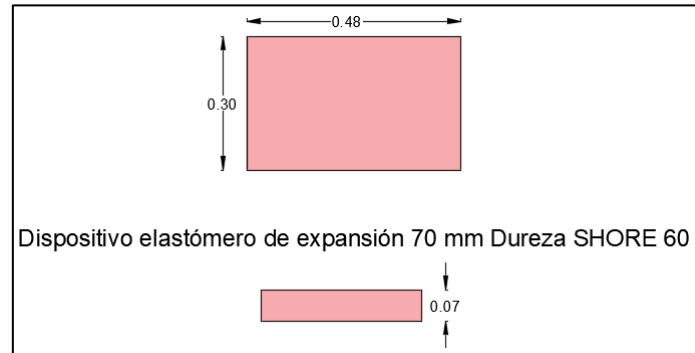


Figura 110. Dimensiones de la placa de Neopreno.

Elaborado: Autor

4.1.5.9.4 Verificación del Predimensionamiento de la Placa de Neopreno

❖ Comprobación de la dureza y deformación del Neopreno

$$\sigma_{\text{Adm. Neopreno}} \geq \sigma_{\text{Real Neopreno}}$$

Ecuación (199)

Dónde:

$$\sigma_{\text{Real Neopreno}} = \frac{R_{CM} + R_{CV}}{A_{N (Real)}}$$

Ecuación (200)

$$\sigma_{\text{Real Neopreno}} = \frac{53488,4 \text{ Kg} + 24194 \text{ Kg}}{1440 \text{ cm}^2}$$

$$\sigma_{\text{Real Neopreno}} = 53,94 \text{ Kg/cm}^2$$

$$56 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \geq 53,94 \text{ Kg/cm}^2$$

4.1.5.9.5 Deformación Unitaria de la Placa de Neopreno (e)

La deformación unitaria por compresión en un apoyo o cualquier placa individual de un apoyo laminar, bajo acción de la carga muerta y viva no debe exceder el 7% del espesor, medido como un porcentaje de la deformación unitaria (Torres C., 2013, pág. 438).

$$\varepsilon = \frac{A_{N (Real)}}{A_{N (Lateral)}} \leq 7\%$$

Ecuación (201)

$$A_{N (Lateral)} = 2 e (w + L)$$

Ecuación (202)

$$A_{N(Lateral)} = 2 * 7cm (30cm + 48cm)$$

$$A_{N(Lateral)} = 1092 cm^2$$

❖ Factor de Forma

$$FF = \frac{\text{Area en Compresión}}{A_{N(Lateral)}} \quad \text{Ecuación (203)}$$

$$FF = \frac{L * w}{2 e (L + w)} \quad \text{Ecuación (204)}$$

$$FF = \frac{1440 cm^2}{1092 cm^2}$$

$$FF = 1,32$$

4.1.5.9.6 Control de Deformaciones en el Neopreno

❖ Deformación Unitaria por Temperatura:

$$\Delta_{TEMPERTURA} = °C * L_{Puenete} * T \quad \text{Ecuación (205)}$$

Dónde:

°C: Coeficiente de dilatación lineal por temperatura del hormigón.

$L_{Puenete}$: Luz libre del puente.

T : Variación de Temperatura del lugar de implantación del puente.

El valor de $°C = 1,08 \times 10^{-5} m$.

El valor de $T = 15°C$, de acuerdo al Plan de Ordenamiento Territorial 2014 de la Parroquia Chicaña.

$$\Delta_{TEMPERTURA} = °C * L_{Puenete} * T$$

$$\Delta_{TEMPERTURA} = 1,08 \times 10^{-5} m * 40 m * 15$$

$$\Delta_{TEMPERTURA} = 6,48 \times 10^{-3} m \approx 6,48 mm$$

❖ Deslizamiento Admisible por Temperatura:

$$\delta_{Adm.} = \frac{e}{2} \quad \text{Ecuación (206)}$$

$$\delta_{Adm.} = \frac{7cm}{2}$$

$$\delta_{Adm.} = 35mm$$

$$6,48 mm < 35mm$$

❖ Deformación por fuerza de Frenado:

$$\Delta_{Frenado} = \frac{Fr * e}{GN * A_{N(Real)}} \quad \text{Ecuación (207)}$$

Dónde:

GN: Módulo de elasticidad transversal de la placa de neopreno con una dureza de 70° = 15 N/mm².

La carga viva actuante que deforma la placa de neopreno es:

$$C_{VIVA} = C_{EQUIVALENTE} * L_{Puenta} \quad \text{Ecuación (208)}$$

La $C_{EQUIVALENTE} = 0,64 Kl - pie \approx 9,3 N/mm$ de acuerdo con AASTHO LRFD 2017 3.6.1.2.4 (Carga del Carril de Diseño).

$$C_{VIVA} = 9,3 \frac{N}{mm} * 40\,000 mm$$

$$C_{VIVA} = 372\,000 N \approx 37\,200 Kg$$

❖ Reacción por carga viva en la viga:

$$R_{C_{VIVA}} = \frac{C_{VIVA}}{2} \quad \text{Ecuación (209)}$$

$$R_{C_{VIVA}} = \frac{37\,200 Kg}{2}$$

$$R_{C_{VIVA}} = 18\,600 Kg$$

❖ Fuerza de Frenado:

$$Fr = 0,05 * R_{C_{VIVA}} \quad \text{Ecuación (210)}$$

$$Fr = 0,05 * 18\,600 Kg$$

$$Fr = 930 Kg$$

Reemplazando en (207):

$$\Delta_{Frenado} = \frac{9300 \text{ N} * 70 \text{ mm}}{15 \text{ N/mm}^2 * 172800 \text{ mm}^2}$$

$$\Delta_{Frenado} = 0,25 \text{ mm}$$

❖ Deformación Admisibile de la placa del Neopreno:

$$\Delta_{Adm. Neopreno} = \frac{1,90 * (R_{CM} + R_{CV}) * e}{5 * A_{N(Real)} * GN} \quad \text{Ecuación (211)}$$

$$\Delta_{Adm. Neopreno} = \frac{1,90 * (776\,824 \text{ N}) * 70 \text{ mm}}{5 * 144000 \text{ mm}^2 * 15 \text{ N/mm}^2}$$

$$\Delta_{Adm. Neopreno} = 9,57 \text{ mm}$$

Se concluye que:

$$\Delta_{Adm. Neopreno} > \Delta_{Frenado} + \Delta_{TEMPERTURA}$$

$$9,57 \text{ mm} > 0,25 \text{ mm} + 6,48 \text{ mm}$$

$$9,57 \text{ mm} > 6,73 \text{ m}$$

4.1.5.10 Diseño de Conexiones por Soldadura

De acuerdo al código AASHTO AWS D1.5M/D1.5 (Código de Soldadura Estructural – Acero), en el artículo 2.4 designa tres tipos de soldaduras: Soldadura en ranura, Soldadura de tipo filete y las Soldaduras de Tapón. En nuestro medio el más común es la soldadura Tipo Filete, que se usara en este proyecto.

La soldadura de filete supone que la sección transversal de soldadura usada para rellenar los bordes de las placas creadas mediante uniones de esquinas, sobrepuestas, inclinadas, en T, etc. mediante un triángulo rectángulo con una inclinación de 45°, la soldadura fuera del ángulo de 45 grados es despreciable ya que este tipo de soldadura falla por corte a un ángulo de 45° de la garganta.

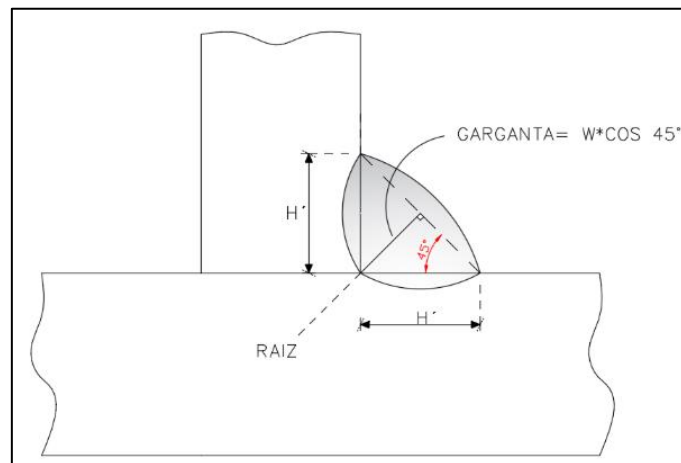


Figura 111. Esquema de la Soldadura de Filete.
Elaborado: Autor

No es necesario que el tamaño de la soldadura supere el espesor de la parte más delgada unida.

Tabla 50. Tamaño Mínimo Precalificado de la Soldadura.

Espesor (t) de la plancha más gruesa a unir		Tamaño mínimo soldadura de filete	
(pulg)	(mm)	pulgadas	D (mm)
1/8" a 3/16"	3 a 5	1/16"	Mm
3/16" a 1/4"	5 a 6	1/8"	3
1/4" a 1/2"	6 a 12	3/16"	5
1/2" a 3/4"	12 a 20	1/4"	6
3/4" a 1-1/2"	20 a 38	5/16"	8
1-1/2" a 2-1/4"	38 a 57	3/8"	10
2-1/4" a 6"	57 a 150	1/2"	12
> 6"	150	5/16"	16

Fuente: AASHTO AWS D1.5M/D1.5 Código de Soldadura Estructural – Acero. Tabla 3.5.

Para nuestro caso se usará la soldadura de 8 mm, esto debido a que el máximo espesor de la viga es 32mm.

$$D_{min} = 8 \text{ mm}$$

Tabla 51. Tamaño máximo de soldadura de Filete.

$t < 6\text{mm}$	$D = t$
$t \leq 6\text{mm}$	$D = t - 2$

Fuente: AASHTO AWS D1.5M/D1.5. Código de Soldadura Estructural – Acero.

4.1.5.10.2 Soldadura Tipo Filete entre patín inferior con la placa metálica, donde se colocará el Diafragma Horizontal (diagonales inferiores).

Elemento a soldar (1): Placa Metálica (300 mm X 200 mm x 10 mm).

$$tw_{PLACA} = 10 \text{ mm}$$

Elemento a soldar (2): Patín Inferior (550 mm X 32 mm).

$$t_{VIGA} = 32 \text{ mm}$$

$$D_{MAX} = t - 2 \quad \text{Ecuación (212)}$$

$$D_{MAX} = 32 - 2$$

$$D_{MAX} = 30 \text{ mm}$$

❖ Máxima longitud de soldadura:

$$L_{MAX} = 7 * D_{MAX} \quad \text{Ecuación (213)}$$

$$L_{MAX} = 7 * 30 \text{ mm}$$

$$L_{MAX} = 210 \text{ mm}$$

❖ Mínima longitud de soldadura:

$$L_{MIN} = 4 * D_{MAX} \quad \text{Ecuación (214)}$$

$$L_{MIN} = 4 * 30 \text{ mm}$$

$$L_{MIN} = 120 \text{ mm}$$

Tabla 52. Compatibilidad de Electrodo

Compatibilidad de Electrodo		
Metal Base	Electrodos	Metal Base (N/mm ²)
Sidetur AE 25		
DIN ST 37		
ST 42	E60xx	$F_y \leq 290$
ASTM -36 A-53 GRADO B	E70xx	
ASTM A-375 A-500 A-501 A-529 A-570 GRADOS D Y E		
Sidetur AE 35		
DIN ST 52	E70xx	$F_y \leq 380$
ASTM A-241 A-442 A-441 A-588		
ASTM A-572 GRADO 65	E80xx	$F_y \leq 415$
ASTM A-514	E100xx	$F_y \leq 703$

Fuente: AASHTO AWS D1.5M/D1.5. Código de Soldadura Estructural – Acero.

El electrodo que se debe usar es el E70xx que es ya que en nuestro caso el material de las vigas es el acero A-588 y acero A-36 para los rigidizadores.

Tabla 53. Esfuerzos en el Metal de aporte para Soldadura de Filete.

Electrodos	Resistencia Límite a la Tracción del Metal de Aporte F_{exx} (N/mm ²)	Esfuerzo de Cortante de Diseño de la Soldadura ϕF_w (N/mm ²)
E60xx	422,00	189,90
E70xx	492,00	221,40
E80xx	563,00	253,35
E90xx	633,00	284,85
E100xx	703,00	316,35

Fuente: AASHTO AWS D1.5M/D1.5. Código de Soldadura Estructural – Acero.

De acuerdo con la Tabla anterior las características del Electrodo E70xx es:

- Resistencia Límite a la Tracción:

$$F_{e(E70xx)} = 492,00 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo Cortante de Diseño de Soldadura:

$$\phi F_{w(E70xx)} = 221,40 \text{ N/mm}^2$$

Tabla 54. Esfuerzo en el Metal base para soldadura tipo filete.

Soldadura "FILETE"	Material	Factor de Resistencia	Resistencia Nominal	Nivel de Resistencia Requerido
Cortante en el área efectiva	Base electrodo de soldadura	0,75	0,60 F_{exx}	Puede usarse un metal de aportación (electrodo) con un nivel de resistencia igual o menor que el compatible.
Tensión, compresión al eje de la soldadura	Base	0,90	F_y	

Fuente: AASHTO AWS D1.5M/D1.5. Código de Soldadura Estructural – Acero.

- ❖ Resistencia para el cortante del área efectiva:

$$F_v = 0.60 (F_{eE70}) \quad \text{Ecuación (215)}$$

$$F_v = 0.60 * 492,00 \text{ N/mm}^2$$

$$F_v = 295,20 \text{ N/mm}^2$$

- ❖ Esfuerzo cortante de diseño:

$$\phi F_v = 0.75 * F_v \quad \text{Ecuación (216)}$$

$$\phi F_v = 0.75 * 295,20 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi F_v = 221,40 \text{ N/mm}^2$$

- ❖ Resistencia de compresión y de tensión al eje de soldadura:

$$\phi R_{T.C} = 0.75 * f_y \quad \text{Ecuación (217)}$$

$$\phi R_{T.C} = 0.75 * 350 \text{ N/mm}^2$$

$$\phi R_{T.C} = 315 \text{ N/mm}^2$$

- ❖ Capacidad de resistencia de carga del cordón de mínima soldadura:

$$R_{MIN} = F_v * t_{w_{PLACA}} * L_{MIN} \quad \text{Ecuación (218)}$$

$$R_{MIN} = 295,20 \text{ N/mm}^2 * 10 \text{ mm} * 120 \text{ mm}$$

$$R_{MIN} = 354\,240 \text{ N} \approx 354,24 \text{ KN}$$

- ❖ Resistencia mínima de diseño:

$$\phi R_{MIN} = \phi F_v * t_{w_{PLACA}} * L_{MIN} \quad \text{Ecuación (219)}$$

$$\phi R_{MIN} = 221,40 \text{ N/mm}^2 * 10 \text{ mm} * 120 \text{ mm}$$

$$\phi R_{MIN} = 265\,680 \text{ N} \approx 265,68 \text{ KN}$$

- ❖ Capacidad de resistencia de carga del cordón de máxima soldadura:

$$R_{MAX} = F_v * t_{w_{PLACA}} * L_{MAX} \quad \text{Ecuación (220)}$$

$$R_{MAX} = 295,20 \text{ N/mm}^2 * 10 \text{ mm} * 210 \text{ mm}$$

$$R_{MAX} = 619\,920 \text{ N} \approx 619,92 \text{ KN}$$

- ❖ Resistencia máxima de diseño:

$$\phi R_{MAX} = \phi F_v * t_{w_{PLACA}} * L_{MAX} \quad \text{Ecuación (221)}$$

$$\phi R_{MAX} = 221,40 \text{ N/mm}^2 * 10 \text{ mm} * 210 \text{ mm}$$

$$\phi R_{MAX} = 464\,940 \text{ N} \approx 464,94 \text{ KN}$$

$$P_{VIENTO} = 11040,48 \text{ Kg} \approx 110404,8 \text{ N} \approx 110,40 \text{ KN}$$

Con una longitud mínima que es $L_{MIN} = 120 \text{ mm}$ tenemos una resistencia de $R_{MIN} = 265,68 \text{ KN}$, que es mayor que la requerida en las diagonales inferiores $P_{VIENTO} = 110,40 \text{ KN}$.

En la placa tenemos tres lados de contacto con el patín inferior, la soldadura se dividiría para tres:

$$L_{SOLDADURA} = \frac{L_{MIN}}{3} = \frac{120 \text{ mm}}{3}$$

$$L_{SOLDADURA} = 40 \text{ mm}$$

Se colocará una $L_{SOLDADURA} = 40 \text{ mm} \approx 4 \text{ cm}$ por cada lado.

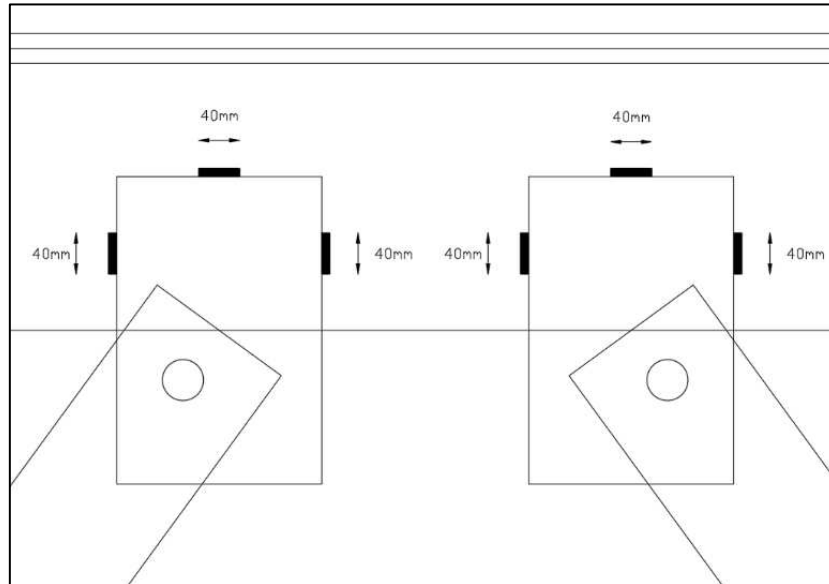


Figura 112. Soldadura de filete entre el patín de la viga y las diagonales inferiores (diafragma horizontal).

Elaborado: Autor

4.1.5.10.3 Soldadura Tipo Filete entre patín inferior y superior con el alma de la viga.

Elemento a soldar (1): Alma de la Viga (1800 mm X 24 mm).

$$tw_{VIGA} = 24 \text{ mm}$$

Elemento a soldar (2): Patín Inferior (550 mm X 32 mm); Patín Superior (450 mm X 32 mm).

$$tf_{VIGA} = 32 \text{ mm}$$

$$D_{MAX} = 32 - 2$$

$$D_{MAX} = 30 \text{ mm}$$

❖ Máxima longitud de soldadura:

$$L_{MAX} = 7 * 30 \text{ mm}$$

$$L_{MAX} = 210 \text{ mm}$$

❖ Mínima longitud de soldadura:

$$L_{MIN} = 4 * 30 \text{ mm}$$

$$L_{MIN} = 120 \text{ mm}$$

Adoptamos una $L_{SOLDADURA} = 150 \text{ mm}$.

❖ Garganta Efectiva (t_g):

$$t_g = D * \text{Cos } 45^\circ \quad \text{Ecuación (222)}$$

$$t_g = 8 \text{ mm} * 0,707$$

$$t_g = 5,66 \text{ mm} \approx 6 \text{ mm}$$

Se colocará una $t_g = 13 \text{ mm}$.

El electrodo que se debe usar es el E70xx que es ya que en nuestro caso el material de las vigas es el acero A-588.

- Resistencia Límite a la Tracción:

$$F_{e(E70xx)} = 492,00 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo Cortante de Diseño de Soldadura:

$$\phi F_{w(E70xx)} = 221,40 \text{ N/mm}^2$$

❖ Separación entre cordones de soldadura (S_C):

$$S_C = 2 * L_{SOLDADURA} \quad \text{Ecuación (223)}$$

$$S_C = 2 * 150 \text{ mm}$$

$$S_C = 300 \text{ mm}$$

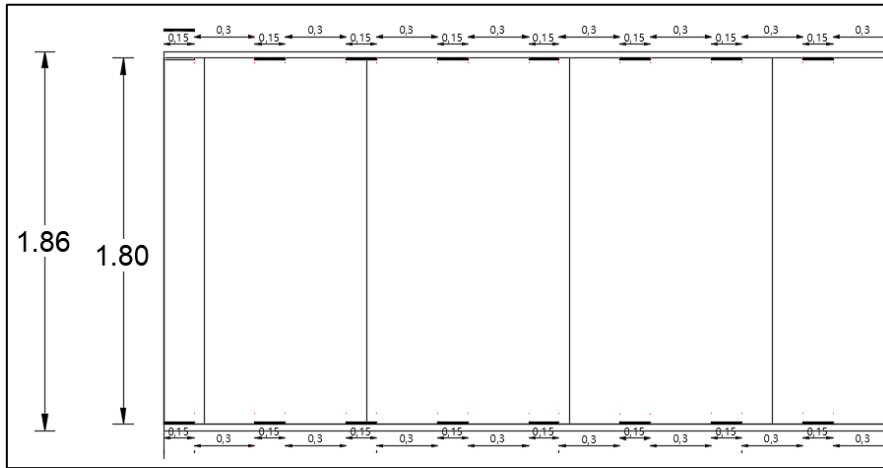


Figura 113. Soldadura de filete entre el patín inferior y superior con el alma de la viga. (Vista Longitudinal).

Elaborado: Autor

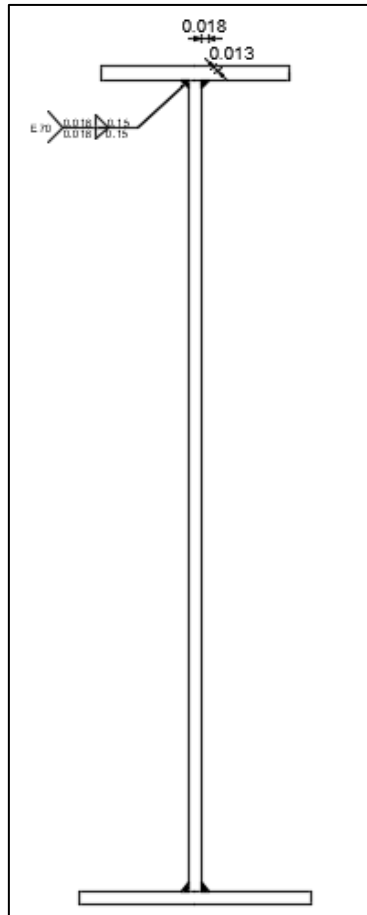


Figura 114. Soldadura de filete entre el patín inferior y superior con el alma de la viga. (Sección Transversal).

Elaborado: Autor

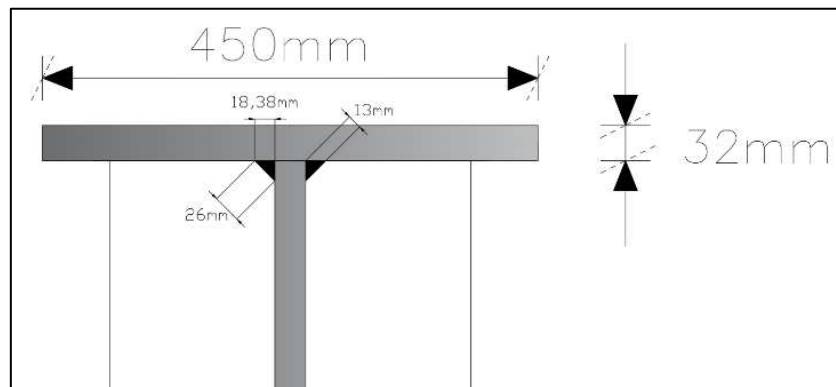


Figura 115. Soldadura de filete entre el patín inferior y superior con el alma de la viga. (Sección Transversal-Detalle).

Elaborado: Autor

4.1.5.10.4 Soldadura Tipo Filete entre rigidizador transversal y el patín inferior y superior.

Elemento a soldar (1): Rigidizador Transversal (1800 mm X 150 mm X 10 mm).

$$tw_{RIGIDIZADOR} = 10 \text{ mm}$$

Elemento a soldar (2): Patín Inferior (550 mm X 32 mm); Patín Superior (450 mm X 32 mm).

$$tf_{VIGA} = 32 \text{ mm}$$

$$D_{MAX} = 32 - 2$$

$$D_{MAX} = 30 \text{ mm}$$

❖ Máxima longitud de soldadura:

$$L_{MAX} = 7 * 30 \text{ mm}$$

$$L_{MAX} = 210 \text{ mm}$$

❖ Mínima longitud de soldadura:

$$L_{MIN} = 4 * 30 \text{ mm}$$

$$L_{MIN} = 120 \text{ mm}$$

Adoptamos una $L_{SOLDADURA} = 120 \text{ mm}$.

El electrodo que se debe usar es el E70xx que es ya que en nuestro caso el material de las vigas es el acero A-588.

- Resistencia Límite a la Tracción:

$$F_{e(E70xx)} = 492,00 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo Cortante de Diseño de Soldadura:

$$\phi F_w(E70xx) = 221,40 \text{ N/mm}^2$$

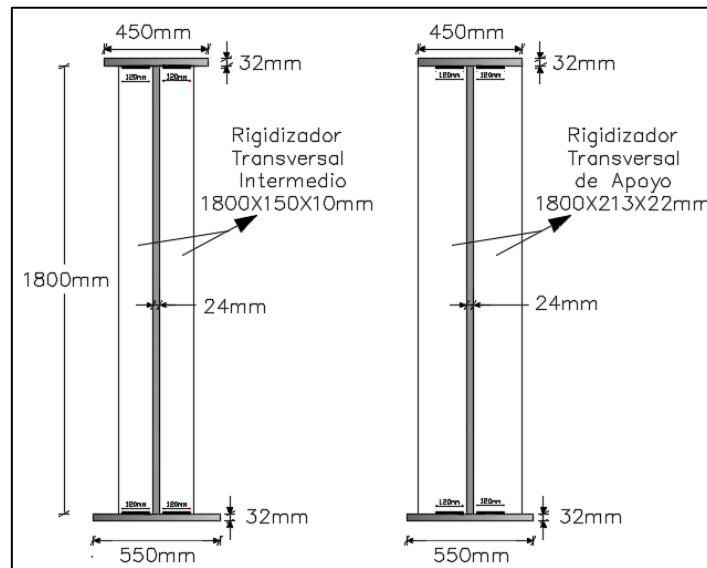


Figura 116. Soldadura de filete entre el rigidizador transversal y el patín inferior y superior.
Elaborado: Autor

4.1.5.10.5 Soldadura Tipo Filete entre alma de la viga y el rigidizador transversal.

Elemento a soldar (1): Alma de la Viga (1800 mm X 24 mm).

$$t_{wVIGA} = 24 \text{ mm}$$

Elemento a soldar (2): Rigidizador Transversal (1800 mm X 150 mm X 10 mm).

$$t_{wRIGIDIZADOR} = 10 \text{ mm}$$

$$D_{MAX} = 24 - 2$$

$$D_{MAX} = 22 \text{ mm}$$

❖ Máxima longitud de soldadura:

$$L_{MAX} = 7 * 22 \text{ mm}$$

$$L_{MAX} = 154 \text{ mm}$$

❖ Mínima longitud de soldadura:

$$L_{MIN} = 4 * 22 \text{ mm}$$

$$L_{MIN} = 88 \text{ mm}$$

Adoptamos una $L_{SOLDADURA} = 110 \text{ mm}$.

El electrodo que se debe usar es el E70xx que es ya que en nuestro caso el material de las vigas es el acero A-588.

- Resistencia Límite a la Tracción:

$$F_{e(E70xx)} = 492,00 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo Cortante de Diseño de Soldadura:

$$\phi F_{w(E70xx)} = 221,40 \text{ N/mm}^2$$

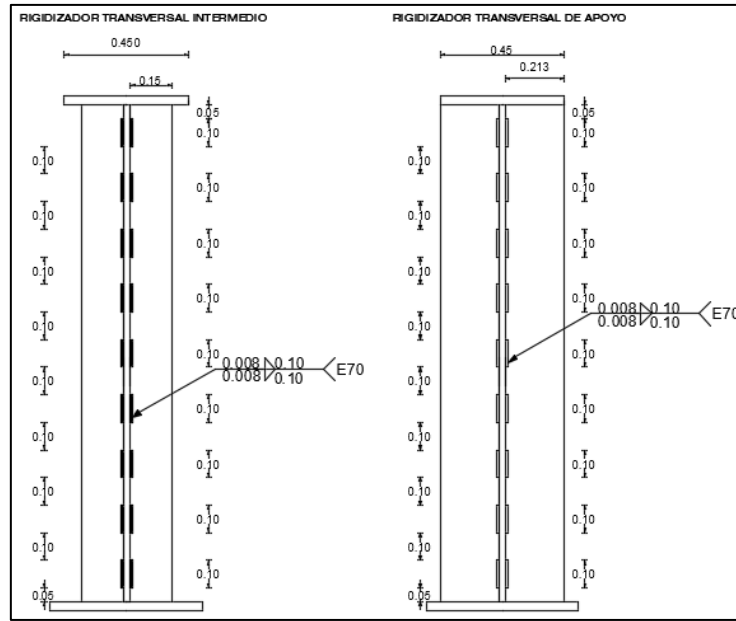


Figura 117. Soldadura de filete entre el alma de la viga y el rigidizador transversal.
Elaborado: Autor

4.1.5.10.6 Soldadura Tipo Filete entre Patín Superior y el Conector de Corte.

Elemento a soldar (1): Patín Superior (450 mm X 32 mm).

$$t_{f_{PATÍN}} = 32 \text{ mm}$$

Elemento a soldar (2): Conector de Corte **NS 750/400**. $C = 3/4'' \approx 19,05 \text{ mm}$

$$t_{w_{PERNO}} = 19,05 \text{ mm}$$

$$D_{MAX} = 32 - 2$$

$$D_{MAX} = 30 \text{ mm}$$

- ❖ Máxima longitud de soldadura:

$$L_{MAX} = 7 * 8 \text{ mm}$$

$$L_{MAX} = 56 \text{ mm}$$

- ❖ Mínima longitud de soldadura:

$$L_{MIN} = 4 * 8 \text{ mm}$$

$$L_{MIN} = 32 \text{ mm}$$

El conector de corte tiene un diámetro del vástago $C = 3/4'' \approx 19,05\text{mm}$, su perímetro será:

$$\text{Perímetro}_{\text{perno}} = \pi * D \quad \text{Ecuación (224)}$$

$$\text{Perímetro}_{\text{perno}} = 3,15159 * 19,05\text{mm}$$

$$\text{Perímetro}_{\text{perno}} = 59,85 \text{ mm}$$

Adoptamos una $L_{SOLDADURA} = 59,85 \text{ mm}$.

El electrodo que se debe usar es el E70xx que es ya que en nuestro caso el material de las vigas es el acero A-588 y los conectores de corte el acero A-572 Grado 50.

- Resistencia Límite a la Tracción:

$$F_e(E70xx) = 492,00 \text{ N/mm}^2$$

- Esfuerzo Cortante de Diseño de Soldadura:

$$\phi F_w(E70xx) = 221,40 \text{ N/mm}^2$$

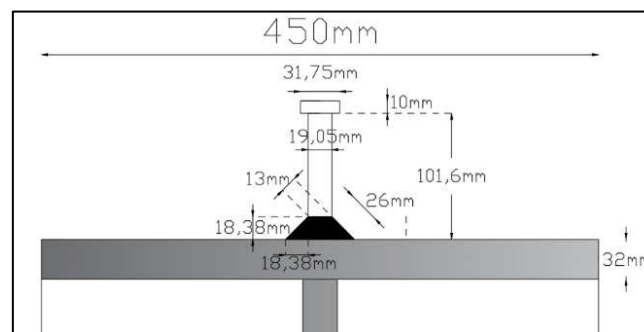


Figura 118. Soldadura de filete entre Patín Superior y el Conector de Corte.
Elaborado: Autor

4.1.5.11 Diseño de Conexiones mediante Pernos

Para conectar elementos de acero existen dos tipos de pernos, pernos ordinarios y pernos de alta resistencia.

Los perno a ser colocados serán los pernos de alta resistencia A-490.

Tabla 55. Pernos y tuercas estándar.

Diámetro nominal del perno		Dimensionamiento de pernos estructurales de cabeza hexagonal pesada			Dimensionamiento de tuercas hexagonales pesadas	
		Ancho a través de cara plana F	Altura H1	Longitud roscada T	Ancho a través de cara plana W	Altura H2
(pulg)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)	(cm)
1/2	1,270	2,223	8,128	2,540	2,223	1,230

5/8	1,588	2,669	0,992	3,175	2,669	1,548
3/8	1,905	3,175	1,191	3,493	3,175	1,865
7/8	2,223	3,651	1,389	3,810	3,651	2,183
1	2,540	4,128	1,548	4,445	4,128	2,500
1 1/8	2,858	4,604	1,746	5,080	4,604	2,818
1 1/4	3,175	5,080	1,984	5,080	5,080	3,096
1 3/8	3,493	5,556	2,143	5,715	5,556	3,413
1 1/2	3,810	6,033	2,381	5,715	6,033	3,731

Fuente: NORMA ASTM A325-A490.

4.1.5.11.1 Conexión emperrada entre la placa metálica y el Diafragma Inferior.

Las propiedades principales de los pernos A-490 son las siguientes:

- Esfuerzo Admisible al Corte:

$$\tau_{ADMISBLE} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo Admisible al Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$$

❖ Esfuerzo Cortante:

$$\tau_{ADMISBLE} > \tau_{TRABAJO}$$

Ecuación (225)

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{F}{A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{F}{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * F}{\pi * \tau_{ADMISBLE}}}$$

La fuerza Normal actuante en el Diafragma Inferior es: $T = 6410,72 \text{ Kg}$.

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * 6410,72 \text{ Kg}}{\pi * 1400 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 2,41 \text{ cm} \approx 24,4 \text{ mm}$$

Adoptamos un $D_{PERNO} = 1'' \approx 25,4 \text{ mm}$.

Tabla 56. Tensiones admisibles en conectores.

Tipo de Conector	Corte f_y					
	Tracción F_t		Conexión por fricción		Conexión por aplastamiento	
	Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²	Kg/cm ²	N/mm ²
Remaches A502 grado 1 remachados en caliente	1400	137,3			1050,000	103,00
Remaches A502 grado 2 remachados en caliente	1900	186,4			1400	137,34
Pernos A307	1400	137,34			700	68,67
Pernos A325						
(Rosca incluida en los planos de corte)	2800	274,68	1050	103,00	1050	103,00
Pernos A325						
(Rosca excluida de los planos de corte)	2800	274,68	1050	103,00	1550	152,05
Pernos A490						
(Rosca incluida en los planos de corte)	3800	372,78	1400	137,34	1580	154,99
Pernos A490						
(Rosca excluida de los planos de corte)	3800	372,78	1400	137,34	2250	220,72
Partes roscadas de acero	$0,6 f_y$	$0,6 f_y$			$0,3 f_y$	$0,3 f_y$

❖ Longitud del Perno:

$$h_{PERNO} = h_{PERNO\ ROSCA(T)} + h_{DIAGONAL\ INFERIOR} + h_{PLACA\ METALICA} \quad \text{Ecuación (226)}$$

$$h_{PERNO} = 4,445\text{ cm} + 0,8\text{ cm} + 1,0\text{ cm}$$

$$h_{PERNO} = 6.245\text{ cm}$$

❖ Esfuerzo de Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecuación (227)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{d * (e_{PLACA+DIAGONAL INFERIOR})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{6410,729 \text{ Kg}}{2,540 \text{ cm} * (0,8 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 1402,17 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1580 \text{ Kg/cm}^2 \geq 1402,17 \text{ Kg/cm}^2$$

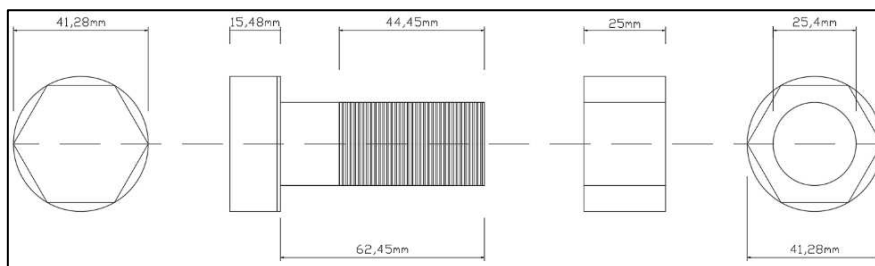


Figura 119. Características geométricas del perno y tuerca de 1'.

Elaborado: Autor

4.1.5.11.2 Conexión emperrada entre el Diafragma Horizontal y el Rigidizador Transversal de Apoyo.

- Esfuerzo Admisible al Corte:

$$\tau_{ADMISBLE} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo Admisible al Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$$

❖ Esfuerzo Cortante:

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{F}{A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{F}{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * F}{\pi * \tau_{ADMISBLE}}}$$

La fuerza Normal actuante en el Diafragma Horizontal es: $R_A = R_B = 5175,84 \text{ Kg}$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * 5175,84 \text{ Kg}}{\pi * 1400 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 2,17 \text{ cm} \approx 21,7 \text{ mm}$$

Adoptamos un $D_{PERNO} = 1'' \approx 25,4 \text{ mm}$.

❖ Longitud del Perno:

$$h_{PERNO} = h_{PERNO \text{ ROSCA}(T)} + h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR} \quad \text{Ecuación (228)}$$

$$h_{PERNO} = 4,445 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} + 2,2 \text{ cm}$$

$$h_{PERNO} = 7,445 \text{ cm}$$

❖ Esfuerzo de Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecuación (229)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{d * (e_{DIAFRAGMA+RIGIDIZADOR})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{5175,84 \text{ Kg}}{2,54 \text{ cm} * (0,8 \text{ cm} + 2,2 \text{ cm})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 679,24 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1580 \text{ Kg/cm}^2 \geq 679,24 \text{ Kg/cm}^2$$

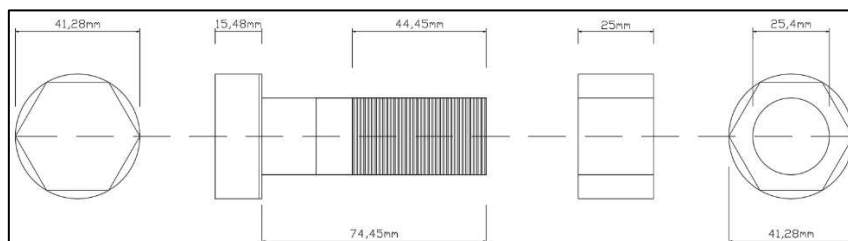


Figura 120. Características geométricas del perno y tuerca de 1' con longitud de 7,445 cm.
Elaborado: Autor

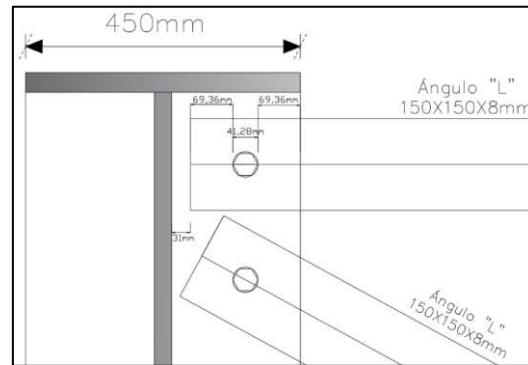


Figura 121. Conexión emperrada entre el Diafragma Horizontal y el Rigidizador Transversal de Apoyo.
Elaborado: Autor

4.1.5.11.3 Conexión emperrada entre el Diafragma Horizontal y el Rigidizador Transversal Intermedio.

- Esfuerzo Admisible al Corte:

$$\tau_{ADMISBLE} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo Admisible al Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$$

- ❖ Esfuerzo Cortante:

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{F}{A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{F}{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * F}{\pi * \tau_{ADMISBLE}}}$$

La fuerza Normal actuante en el Diafragma Horizontal es: $R_A = R_B = 5175,84 \text{ Kg}$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * 5175,84 \text{ Kg}}{\pi * 1400 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 2,17 \text{ cm} \approx 21,7 \text{ mm}$$

Adoptamos un $D_{PERNO} = 1'' \approx 25,4 \text{ mm}$.

- ❖ Longitud del Perno:

$$h_{PERNO} = h_{PERNO \text{ ROSCA}(T)} + h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR} \quad \text{Ecuación (230)}$$

$$h_{PERNO} = 4,445 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm}$$

$$h_{PERNO} = 6,245 \text{ cm}$$

❖ Esfuerzo de Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISIBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecuación (231)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{d * (e_{DIAFRAGMA+RIGIDIZADOR})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{5175,84 \text{ Kg}}{2,54 \text{ cm} * (0,8 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 1132,07 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1580 \text{ Kg/cm}^2 \geq 1132,07 \text{ Kg/cm}^2$$

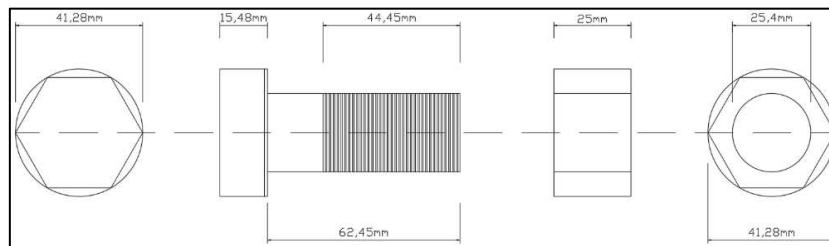


Figura 122. Características geométricas del perno y tuerca de 1' con longitud de 6,245 cm.

Elaborado: Autor

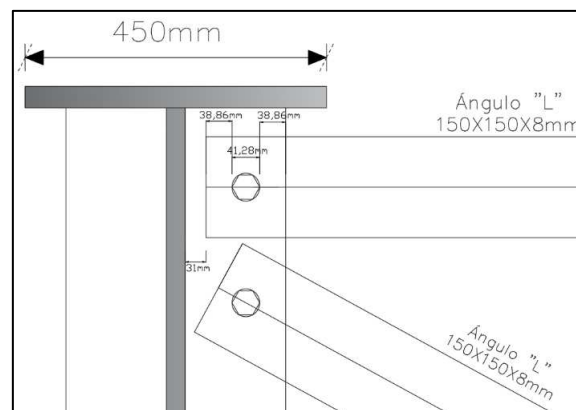


Figura 123. Conexión emperrada entre el Diafragma Horizontal y el Rigidizador Transversal Intermedio.

Elaborado: Autor

4.1.5.11.4 Conexión emperrada entre el Diafragma Vertical (Diagonales) y el Rigidizador Transversal.

- Esfuerzo Admisible al Corte:

$$\tau_{ADMISIBLE} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo Admisible al Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$$

❖ Esfuerzo Cortante:

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{F}{A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{F}{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * F}{\pi * \tau_{ADMISBLE}}}$$

La fuerza Normal actuante en el Diafragma Vertical es: $T = 6290,64 \text{ Kg}$

$$d \geq \sqrt{\frac{4 * 6290,64 \text{ Kg}}{\pi * 1400 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 2,39 \text{ cm} \approx 23,92 \text{ mm}$$

Adoptamos un $D_{PERNO} = 1'' \approx 25,4 \text{ mm}$.

❖ Longitud del Perno:

$$h_{PERNO} = h_{PERNO \text{ ROSCA}(T)} + h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR} \quad \text{Ecuación (232)}$$

$$h_{PERNO} = 4,445 \text{ cm} + 0,8 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm}$$

$$h_{PERNO} = 6,245 \text{ cm}$$

❖ Esfuerzo de Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecuación (233)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{d * (e_{DIAFRAGMA+RIGIDIZADOR})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{6290,64 \text{ Kg}}{2,54 \text{ cm} * (0,8 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 1375,77 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1580 \text{ Kg/cm}^2 \geq 1375,77 \text{ Kg/cm}^2$$

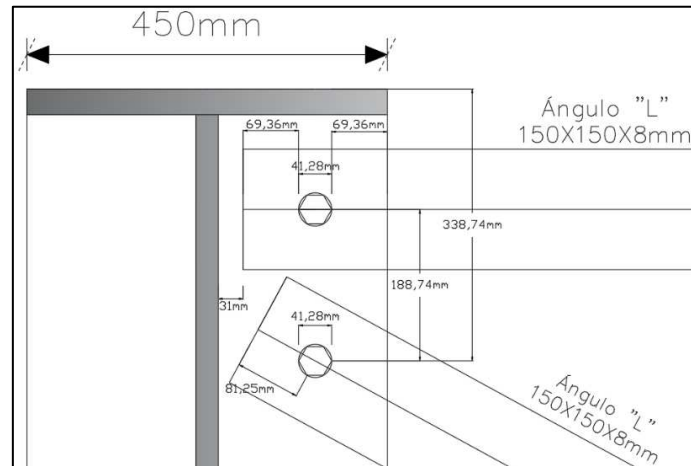


Figura 124. Conexión emperrada entre el Diafragma Vertical (Diagonales) y el Rigidizador Transversal de apoyo.

Elaborado: Autor

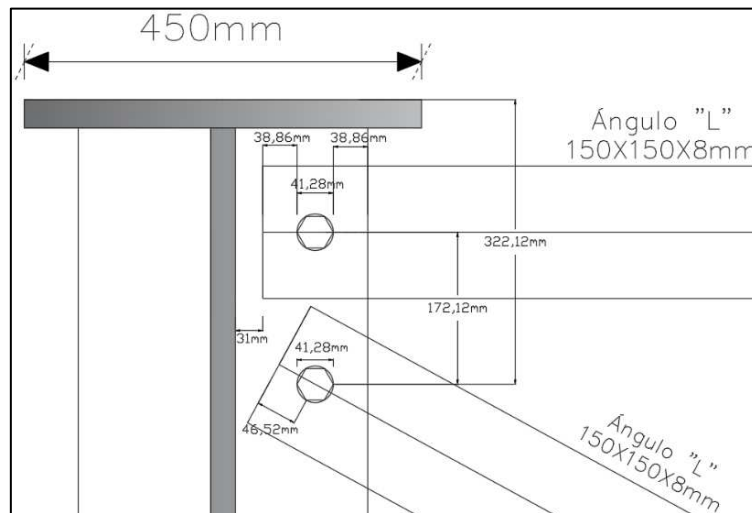


Figura 125. Conexión emperrada entre el Diafragma Vertical (Diagonales) y el Rigidizador Transversal Intermedio.

Elaborado: Autor

4.1.5.11.5 Conexión emperrada entre Diafragmas Verticales (Diagonales).

- Conexión emperrada entre Diafragmas Verticales (Diagonales) separadas por el espesor del rigidizador transversal de apoyo.

- Esfuerzo Admisible al Corte:

$$\tau_{ADMISBLE} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo Admisible al Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$$

- ❖ Esfuerzo Cortante:

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{2 * F}{A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{2 * F}{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{8 * F}{\pi * \tau_{ADMISBLE}}}$$

La fuerza Normal actuante en el Diafragma Vertical es: **$T = 6290,64Kg$**

$$d \geq \sqrt{\frac{8 * 6290,64 Kg}{\pi * 1400 Kg/cm^2}}$$

$$d \geq 3,38 cm \approx 33,8 mm$$

Adoptamos un **$D_{PERNO} = 1\ 3/8'' \approx 3,493 cm$** .

❖ Longitud del Perno:

$$h_{PERNO} = h_{PERNO\ ROSCA(T)} + 2h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR} \quad \text{Ecuación (234)}$$

$$h_{PERNO} = 5,715 cm + 2 * 0,8 cm + 2,2 cm$$

$$h_{PERNO} = 9,1515 cm$$

❖ Esfuerzo de Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecuación (235)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{4 * d * (2e_{DIAFRAGMA})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{6290,64Kg}{3,493 cm * (2 * 0,8 cm)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 1125,58 Kg/cm^2$$

$$1580Kg/cm^2 \geq 1125,58 Kg/cm^2$$

▪ Conexión emperrada entre Diafragmas Verticales (Diagonales) separadas por el espesor del rigidizador transversal Intermedio.

- Esfuerzo Admisible al Corte:

$$\tau_{ADMISBLE} = 1400 Kg/cm^2$$

- Esfuerzo Admisible al Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$$

❖ Esfuerzo Cortante:

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{2 * F}{A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{2 * F}{\left(\frac{\pi * D^2}{4}\right)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{8 * F}{\pi * \tau_{ADMISBLE}}}$$

La fuerza Normal actuante en el Diafragma Vertical es: $T = 6290,64 \text{ Kg}$

$$d \geq \sqrt{\frac{8 * 6290,64 \text{ Kg}}{\pi * 1400 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 3,38 \text{ cm} \approx 33,8 \text{ mm}$$

Adoptamos un $D_{PERNO} = 1 \text{ 3/8}'' \approx 3,493 \text{ cm}$.

❖ Longitud del Perno:

$$h_{PERNO} = h_{PERNO \text{ ROSCA}(T)} + 2h_{DIAFRAGMA} + h_{RIGIDIZADOR} \quad \text{Ecuación (236)}$$

$$h_{PERNO} = 5,715 \text{ cm} + 2 * 0,8 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm}$$

$$h_{PERNO} = 8,315 \text{ cm}$$

❖ Esfuerzo de Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecuación (237)}$$

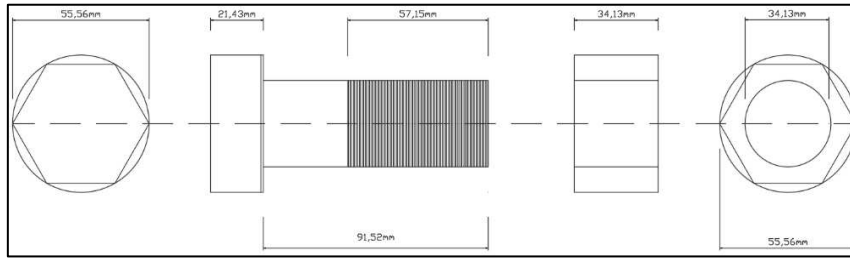
$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{F}{d * (2e_{DIAFRAGMA})}$$

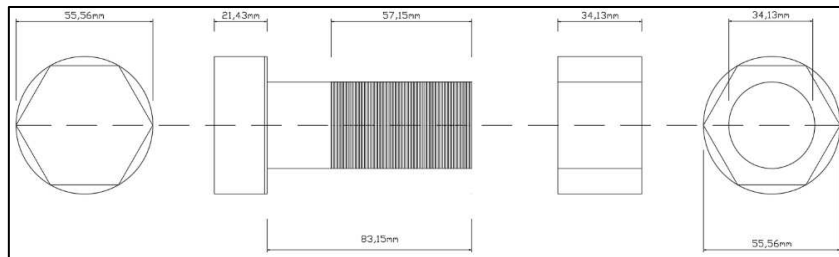
$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{6290,64 \text{ Kg}}{3,493 \text{ cm} * (2 * 0,8 \text{ cm})}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 1125,58 \text{ Kg/cm}^2$$

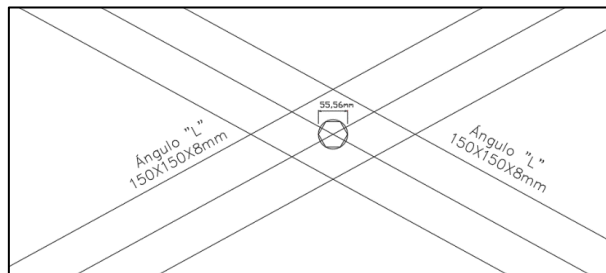
$$1580 \text{ Kg/cm}^2 \geq 1125,58 \text{ Kg/cm}^2$$



**Figura 126. Características geométricas del perno y tuerca de 1 3/8" con longitud de 9,152 cm.
Elaborado: Autor**



**Figura 127. Características geométricas del perno y tuerca de 1 3/8" con longitud de 8,315 cm.
Elaborado: Autor**



**Figura 128. Conexión emperrada entre Diafragmas Verticales (Diagonales).
Elaborado: Autor**

4.1.5.11.6 Conexión emperrada entre Diafragmas Verticales (Diagonales) y la placa.

- Esfuerzo Admisible al Corte:

$$\tau_{ADMISBLE} = 1400 \text{ Kg/cm}^2$$

- Esfuerzo Admisible al Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} = 1580 \text{ Kg/cm}^2$$

❖ Esfuerzo Cortante:

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{2 * F}{4 * A_{PERNO}}$$

$$\tau_{ADMISBLE} > \frac{2 * F}{4 * \left(\frac{\pi * D^2}{4}\right)}$$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * F}{\pi * \tau_{ADMISBLE}}}$$

La fuerza Normal actuante en el Diafragma Vertical es: $T = 6290,64 \text{ Kg}$

$$d \geq \sqrt{\frac{2 * 6290,64 \text{ Kg}}{\pi * 1400 \text{ Kg/cm}^2}}$$

$$d \geq 1,69 \text{ cm} \approx 16,9 \text{ mm}$$

Adoptamos un $D_{PERNO} = 5/8'' \approx 15,88 \text{ mm}$.

❖ Longitud del Perno:

$$h_{PERNO} = h_{PERNO \text{ ROSCA}(T)} + 2h_{DIAFRAGMA} + h_{PLACA} \quad \text{Ecuación (238)}$$

$$h_{PERNO} = 3,175 \text{ cm} + 2 * 0,8 \text{ cm} + 1,0 \text{ cm}$$

$$h_{PERNO} = 5,775 \text{ cm}$$

❖ Esfuerzo de Aplastamiento:

$$\sigma_{ADMISBLE} \geq \sigma_{ACTUANTE} \quad \text{Ecuación (239)}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 * F}{A_{APLASTAMIENTO}}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 * F}{[(4 * d) * (e_{DIAFRAGMA+PLACA})] + [d * (e_{2*DIAFRAGMA+RIGIDIZADOR})]}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = \frac{2 * 5460,79 \text{ Kg}}{[(4 * 1,588) * (0,8 + 1,0)] + [1,588 * (2 * 0,8 + 1,0)]}$$

$$\sigma_{ACTUANTE} = 404,65 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1580 \text{ Kg/cm}^2 \geq 404,65 \text{ Kg/cm}^2$$

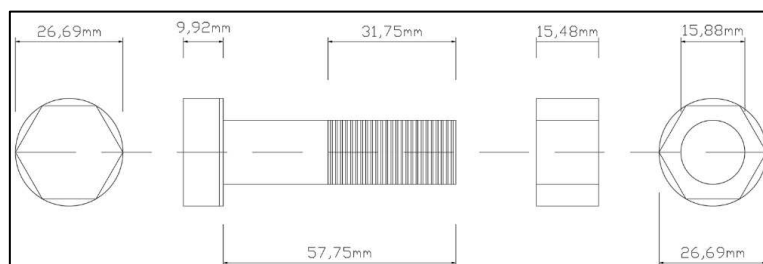
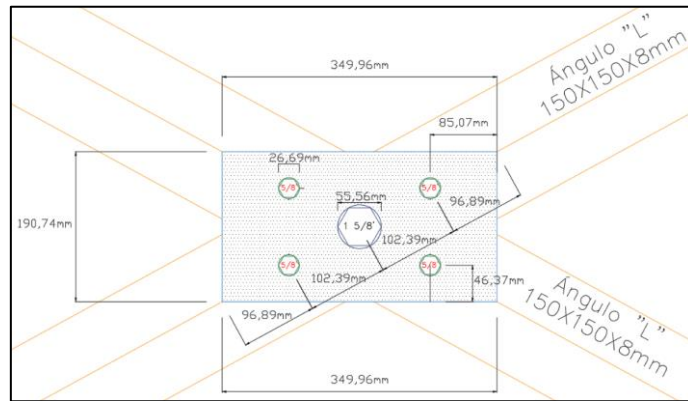


Figura 129. Características geométricas del perno y tuerca de 5/8'' con longitud de 57,75 cm.
Elaborado: Autor

Las dimensiones de la placa son: 35 cm X 19,1 cm X 10 mm.



**Figura 130. Conexión empernada entre Diafragmas Verticales (Diagonales) y la placa.
Elaborado: Autor**

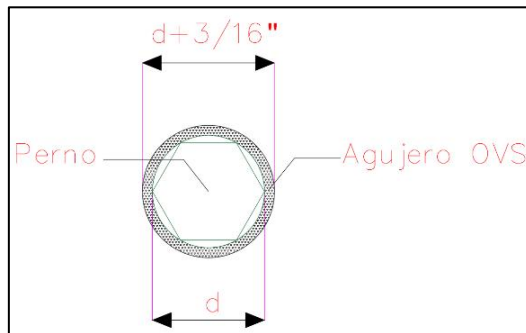
4.1.5.11.7 Comprobación de Espaciamientos

De acuerdo con la norma ASTM F3125, para pernos A325 o A490 existen tres tipos de agujeros para pernos que se puede usar: agujeros estándar, agujeros de ranura y agujeros sobredimensionados; para este caso se calculará las distancia con los agujeros de ranura.

❖ Agujeros de Ranura

Proporcionan una mayor holgura para alojar pernos de alta resistencia, se debe aumentar 3/16 pulgadas al diámetro nominal del perno a ser alojado.

$$d_0 = d + \frac{3}{16}'' \tag{Ecuación (240)}$$



**Figura 131. Agujero OVS de la Norma ASTM F3125.
Elaborado: Autor**

❖ Distancia a los Bordos

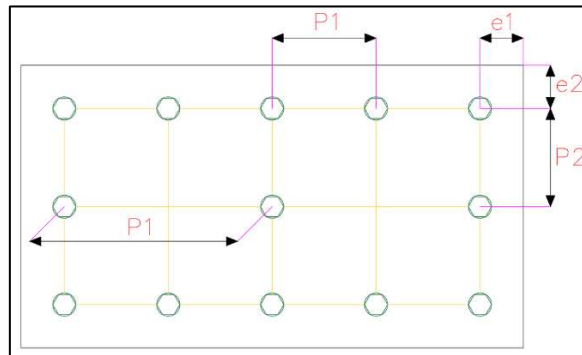


Figura 132. Distancias entre agujeros y a los bordes según la Norma ASTM F3125.
Elaborado: Autor

La distancia $e1$ desde el centro del agujero al extremo frontal según la dirección de la transmisión de la carga es:

$$e1 \geq 1,2 d_0 \quad \text{Ecuación (241)}$$

Dónde:

d_0 : Diámetro del agujero.

La distancia $e2$ desde el centro del agujero al borde lateral según la dirección de la transmisión de la carga es:

$$e2 \geq 1,5 d_0 \quad \text{Ecuación (242)}$$

❖ Separación entre Agujeros

La distancia $P1$ desde el centro de tornillos en la dirección de la transmisión de la carga será al menos de:

$$P1 \geq 2,2 d_0 \quad \text{Ecuación (243)}$$

La separación $P2$ entre filas de tornillos, medidos perpendicularmente a la dirección de la transmisión de la carga será al menos de:

$$P2 \geq 3,0 d_0 \quad \text{Ecuación (244)}$$

Para el agujero de $1\ 5/8''$ en agujero será:

$$d_0 = 1\ \frac{5}{8}'' + \frac{3}{16}''$$

$$d_0 = 1,8121'' \approx 4,604\ \text{cm}$$

Para el agujero de 5/8" en agujero será:

$$d_0 = \frac{5}{8}'' + \frac{3}{16}''$$

$$d_0 = 0,8125'' \approx 2,064 \text{ cm}$$

Comprobación de Distancia a los Bordos:

$$e1 \geq 1,2 * 2,064 \text{ cm}$$

$$e1 \geq 2,477 \text{ cm} \approx 24,77 \text{ mm}$$

$$85,07 \text{ mm} \geq 24,77 \text{ mm}$$

$$e2 \geq 1,5 * 2,064 \text{ cm}$$

$$e2 \geq 3,096 \text{ cm} \approx 30,96 \text{ mm}$$

$$46,37 \text{ mm} \geq 30,96 \text{ mm}$$

Comprobación de Separación entre Agujeros:

$$P1 \geq 2,2 d_0$$

$$P1 \geq 2,2 * 4,604 \text{ cm}$$

$$P1 \geq 10,13 \text{ cm} \approx 101,3 \text{ mm}$$

$$102,39 \text{ mm} \geq 101,3 \text{ mm}$$

4.2 SUBESTRUCTURA DEL PUENTE

4.2.1 Estribos

Debido a la topografía en la zona de estudio no se verá afectado por la socavación, de manera que este parámetro no afectará a la cimentación del puente.

La infraestructura es decir los estribos y alas serán apoyados, sobre suelo de mejoramiento para aumentar en si la capacidad portante del suelo, proponiendo la siguiente cota de cimentación.

- Margen izquierdo cota de cimentación = 922.20 msnm.
- Margen izquierdo cota de cimentación = 922.20 msnm.

4.2.2 Diseño de los Estribos

Los estribos se estudian su diseño como soporte de carga y también como apoyo que produce a la superestructura "vigas, elementos secundarios, losa, protección lateral, asfalto, vereda", donde se tiene las siguientes especificaciones los elementos que la constituyen:

- Esfuerzo a compresión del hormigón $f^c = 280 \frac{kg}{cm^2}$
- Esfuerzo admisible del suelo $qa = 3.77 \frac{kg}{cm^2}$
- Peso específico del suelo de relleno de $1800 \frac{kg}{m^3}$
- Límite de fluencia del acero $4200 \frac{kg}{cm^2}$
- Peso específico del suelo de cimentación $2059 \frac{kg}{m^3}$
- Cota de cimentación para el margen derecho e izquierdo 922.20 msnm

4.2.2.1 Predimensionamiento

Se propone con la misma altura para ambos márgenes para diseño de los estribos dado que se va a cimentar en la misma cota 922.20 msnm , teniendo 7.40 metros como sección preliminar.

Para la altura de la zapata

$$h' = \frac{H}{8} \text{ ó } \frac{H}{6} \quad \text{Ecuación (245)}$$

Dónde:

H: Es la altura del estribo 7.50 m .

$$h' = \frac{7.50}{8} \text{ ó } \frac{7.50}{6}$$

$$h' = 0.93 \text{ ó } 1.23 \text{ m}$$

Por estabilidad se plantea de 1.50 m

Para el ancho de la punta o cabeza:

$$t = \frac{H}{12} \quad \text{Ecuación (246)}$$

$$t = \frac{7.50}{12}$$

$$t = 0.62 \text{ m}$$

Se plantea de 0.60 m

Espesor de la pantalla del estribo:

$$d = \frac{e}{10} \quad \text{Ecuación (247)}$$

Dónde:

e : Altura del estribo menos altura de la zapata

$$d = \frac{7.50 - 1.50}{10}$$

$$d = 0.60 \text{ m}$$

Se plantea un espesor de 1.50 m

La sugerencia del (AASHTO 11.5.4) el valor de la zapata varía entre los siguientes valores:

$$\frac{1}{2} \times H \text{ y } \frac{2}{3} \times H.$$

$$B = \frac{1}{2} \times H$$

Ecuación (248)

$$B = \frac{1}{2} \times 7.40$$

$$B = 3.7 \text{ m}$$

$$B = \frac{2}{3} \times H$$

Ecuación (249)

$$B = \frac{2}{3} \times 7.40$$

$$B = 5.00 \text{ m}$$

Se plantea el valor de 5.30 m.

Ancho de la superficie de asiento:

$$b = N + j$$

Ecuación (250)

$$N = 20 + 0.0017 \times L$$

Ecuación (251)

Dónde:

N : Longitud de asiento

j : Ancho de la junta de dilatación se asume 10 cm.

L : Longitud de la luz del puente expresada en cm.

$$N = 20 + 0.0017 \times 4000$$

$$N = 26.8 \text{ cm}$$

Se adopta el valor de 0.70 m. debido al ancho de la pantalla.

$$b = 0.70 + 0.10$$

$$b = 0.80 \text{ m}$$

4.2.3 Estudio de las cargas aplicadas sobre el estribo

Se considerará carga muerta al “peso de sus elementos que conforma tanto la superestructura como la infraestructura “, carga viva “al camión de diseño HL-93 y la carga producida por sismo “dependiendo de la zona de estudio”.

4.2.3.1 Reacciones por la carga muerta

Estas cargas se analizan en forma de una viga cargada de modo longitudinal, se estudia viga más tablero, y los acabados. Se divide su carga para las dos vigas y duplicamos el valor para así obtener la carga por carga muerta.

Carga por tablero:

$$W_{\text{Tablero}} = 5 \text{ m} * 0,24 \text{ m} * 2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 40 \text{ m} = 115,2 \text{ Ton}$$

Carga por Vereda:

$$W_{\text{Vereda}} = 0,70 \text{ m} * 0,20 \text{ m} * 40 \text{ m} * 2,4 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^3} * 2 = 26,88 \text{ Ton}$$

Carga por protección lateral:

$$W_{\text{Baranda}} = 0,1056 \text{ Ton/m} * 40 \text{ m} * 2 = 8,448 \text{ Ton}$$

Carga por viga:

$$C_{\text{viga}} = 0,0752 \text{ m}^2 * 40 \text{ m} * 2 * \frac{7,85 \text{ Ton}}{\text{m}^3} = 47,22 \text{ Ton}$$

Carga de elementos secundarios:

$$\text{diafr. vertical diagonal} = 0,002336 \text{ m}^2 * 2 * 2,82 \text{ m} * 11 * \frac{7,85 \text{ Ton}}{\text{m}^3} = 1,14 \text{ Ton}$$

$$\text{diafr. vertical horizontal} = 0,002336 \text{ m}^2 * 2 * 2,50 \text{ m} * 11 * \frac{7,85 \text{ Ton}}{\text{m}^3} = 1,0 \text{ Ton}$$

$$\text{diafr. inferior} = 0,002336 \text{ m}^2 * 2 * 2,539 \text{ m} * 11 * \frac{7,85 \text{ Ton}}{\text{m}^3} = 1,02 \text{ Ton}$$

$$\text{rigidizadores} = 0,21 \text{ m} * 1,94 \text{ m} * 0,01 * 2 * 32 = 2,046 \text{ Ton}$$

Carga de elementos secundarios = 5,21 Ton

Carga Muerta Total P_{DC} :

$$P_{DC} = 202,96 \text{ Ton}$$

Carga DW.

Carga por capa de rodadura:

$$W_{Rodadura} = 0,05 * 3,6 * 40m * \frac{2,25\text{Ton}}{m^3} = 16,2 \text{ Ton}$$

- Cálculo la carga muerta total

El puente tiene 2 apoyos y 5 metros de ancho.

$$R_{C.M.TOTAL} = \frac{P_{DC}}{2 * \text{Ancho puente}} \quad \text{Ecuación (252)}$$

$$R_{C.M.TOTAL} = \frac{202,96 \text{ Ton}}{2 * 5m}$$

$$R_{C.M.TOTAL} = 20,29 \text{ Ton/m}$$

Esta carga se la secciona para la longitud del estribo de tal forma que se encuentra la carga por cada metro lineal en sentido paralela del eje transversal de la estructura.

4.2.3.2 Reacciones por Carga Viva

Según AASTHO LRFD se debe analizar con el camión de diseño HL-93, las reacciones en su posición más crítica o desfavorable. La reacción por camión de Diseño se desarrolló en 4.1.4.6 de este documento.

$$R_{camión} = 15,094 \text{ Ton/2}$$

$$R_{CV} = 7,54 \text{ Ton.}$$

4.2.4 Coeficiente activo del suelo

Se analiza el teorema de Rankine para obtenerse el coeficiente del suelo.

$$ka = \text{tag}^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{Ecuación (253)}$$

Dónde:

Φ : Ángulo de fricción interna

$$ka = \tan^2\left(45 - \frac{22}{2}\right)$$

$$ka = 0.45$$

4.2.5 Sobrecarga Viva

Se coloca una sobrecarga que actúa en la superficie de relleno, que depende de la altura del estribo, la cual es perpendicular al tráfico, y se coloca una altura equivalente según la siguiente figura.

Tabla 57. Altura de suelo equivalente para carga vehicular sobre estribos perpendiculares al tráfico

Altura del estribo (mm)	$h_{equivalente}$ (mm)
1500	1200
3000	900
≥6000	600

Fuente: AASHTO, Sección 3.11.6.4.

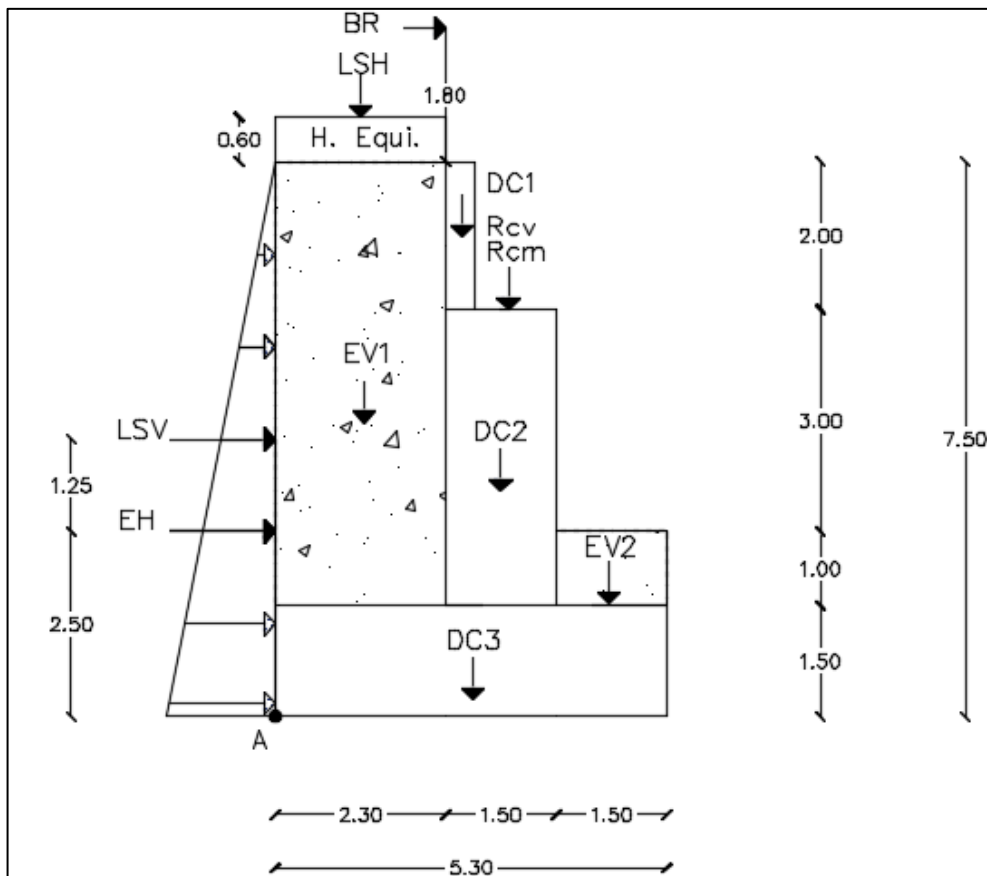


Figura 133. Cargas que actúan en el estribo.

Elaborado: Autor

4.2.5.1 Análisis de cargas verticales

Estribo

$$Dc1 = 0.60 \times 2.00 \times 2.4$$

$$Dc1 = 2.88 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Dc2 = 1.50 \times 4.00 \times 2.4$$

$$Dc2 = 14.40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Dc3 = 5.30 \times 1.50 \times 2.4$$

$$Dc3 = 19.08 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga muerta del puente.

$$R_{C.M. \frac{l}{m}} = 20,29 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Análisis por la presión vertical del terreno de relleno carga de 1.8 Ton/m³ por altura sin la zapata.

$$EV1 = 2.30 \times 6.00 \times 1.8$$

Ecuación (254)

$$EV1 = 24.84 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga por la altura del estribo por la presión horizontal del terreno.

$$EH = ka \times H^2 \times \frac{\gamma}{2}$$

Ecuación (255)

Dónde:

ka: Coeficiente activo del suelo

H: Altura total de estribo

γ: peso específico del suelo

$$EH = 0.45 \times 7.5^2 \times \frac{1.8}{2}$$

$$EH = 22,78 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Carga viva producida por el camión de diseño HL-93

$$PL = 7,54 \frac{\text{Ton}}{\text{m}} * 1,33$$

$$PL = 10,02 \text{ Ton/m}$$

Sobrecarga en el terreno debido a la carga viva

$$LSV = 1.8 * 2.3 * 0.6$$

$$LSV = 2.48 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Tabla 58. Recubrimiento para las armaduras principales no protegidas

Carga	Tipo	F_V (Ton/m)	X(m)	MV_U (Ton-m/m)
DC1	DC	2.88	2.6	7.49
DC2	DC	14.40	3.05	43.92
DC3	DC	19.08	2.65	50.56
Pcm	DC	20.29	3.25	65.26
EV1	EV	24.84	1.15	32,56
EV2	EV	2.70	3.75	10.13
PL	LL	10.02	3.25	24,5
LS	LSV	2.48	1.15	2.86
Σ		104.35		254,24

Elaborado: Autor

4.2.5.2 Análisis de cargas horizontales

Cargas producidas por la sobrecarga viva del terreno.

$$LS = ka \times H \times heq \times \gamma \quad \text{Ecuación (256)}$$

$$LS = 0.45 \times 7.50 \times 0.6 \times 1.8$$

$$LS = 3,65 \text{ Ton}$$

Carga de fuerza analizada por el frenado:

Carga de fuerza analizada por el frenado:

Según la normativa de la (AASHTO LRFD), la carga por el frenado es el mayor valor de:

25 % De los pesos producidos por el eje del camión HL-93

5 % Camión de diseño HL-93 más la carga por carril.

$$BR1 = 25\% \times HL - 93 \# \text{ vías} \times fc. \quad \text{Ecuación (257)}$$

$$BR2 = 5\% \times HL - 93 \times (\text{Long.} \times \text{Carga de carril}) \times \# \text{ vías} \times fc. \quad \text{Ecuación (258)}$$

Dónde:

fc : Factor de presencia múltiple es 1,20

#vías: Número de carriles del puente es 1

Carga de carril: Carga equivalente de carril es 0.31 Ton/m

Long: Longitud del puente es 40 m.

HL – 93: La carga es 32,5 Ton

$$BR1 = 25\% \times 33.20 \times 1 \times 1$$

$$BR1 = 8.3 \text{ Ton}$$

$$BR2 = 5\% \times 33,20 \times (40 \times 0.31) \times 1 \times 1$$

$$BR2 = 20,58 \text{ Ton}$$

La fuerza de frenado $BR1$ es la mayor se determinará su carga por cada metro lineal.

$$\frac{BR}{ml} = \frac{BR1}{b}$$

Ecuación (259)

$$\frac{BR}{ml} = \frac{20,58}{5}$$

$$\frac{BR}{ml} = 4,11 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Tabla 59. Cargas Horizontales aplicadas en el Estribo

Carga	Tipo	F_V (Ton/m)	X(m)	MH_U (Ton-m/m)
EH	EH	22,78	2.50	56,95
LSI	LSH	3,65	3.75	13,78
BR	BR	4,11	9.3	38,22
	Σ	30,54		108,9

Elaborado: Autor

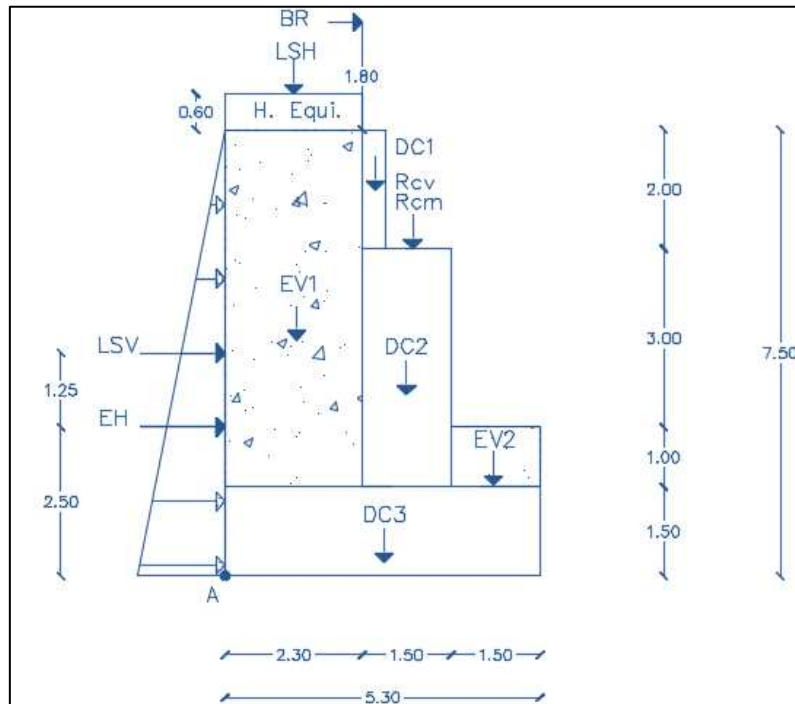


Figura 134. Pre dimensionamiento de estribo con sus cargas tanto verticales como horizontales.
Elaborado: Autor

4.2.6 Combinaciones de carga y los estados límites

La normativa aplica en el Ecuador es la (AASHTO - LRFD), establece que los estribos y alas deben ser diseñados para los estados límites de servicio y resistencia. Se analizará el Estado Límite de Resistencia I y V “debido a la zona de estudio” que se aplican a los estribos con un valor de los $n = 1$. Para el análisis de la estabilidad del volteo y deslizamiento y presión de suelo los factores a utilizar son los γ máximos para todas las cargas horizontales que generan deslizamiento y volteo y los γ mínimos para las cargas verticales que generan la estabilidad, para el análisis de las presiones que actúan en la base del estribo se utilizan γ máximos tanto en las cargas horizontales como en las verticales de tal forma se maximizan los efectos.

4.2.6.1 Puente sin estar en servicio

Actúan las cargas producidas por el peso muerto son “estribo, empuje del suelo, carga de la superestructura y suelo de relleno”.

- Resistencia de Combinación Ia (mínimo) = $0.9 DC + 1.0 EV + 1.5 EH + 1.75 LS$
- Resistencia de Combinación Ib (máximo) = $1.25 DC + 1.35 EV + 1.5 EH + 1.75 LS$
- Resistencia de Combinación Va (mínimo) = $0.9 DC + 1.0 EV + 1.5 EH + 1.35 LS$
- Resistencia de Combinación Vb (máximo) = $1.25 DC + 1.35 EV + 1.5 EH + 1.35 LS$

Fuerzas y momentos verticales aplicados al estribo

Tabla 60. Fuerzas verticales Fv.

TIPO Carga	DC			Pcm	EV		LS	
	DC1	DC2	DC3		EV1	EV2	LSI	
F_V (t/m)	2.88	14.40	19.08	20.81	24.84	2.70	3.65	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.75	V_u
	2.59	12.96	17.17	18.07	24.84	2.70	6,38	82.68
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.75	112.08
	3.60	18.00	23.85	25.1	33.53	3.65	6,38	
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.35	81.68
	2.59	12.96	17.17	18.07	24.84	2.70	4,92	
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	111.08
	3.60	18.00	23.85	25.1	33.53	3.65	4,92	

Elaborado: Autor

Tabla 61. Momentos verticales Mv.

TIPO Carga	DC			Pcm	EV		LS	
	DC1	DC2	DC3		EV1	EV2	LSI	
M_u (t/m)	7.49	43.92	50.56	65.26	28.57	10.13	2.86	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.75	MV_u
	6.74	39.53	45.51	58.73	28.57	10.13	5.00	194.21
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.75	266.26
	9.36	54.90	63.20	81.575	38.56	13.67	5.00	
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	1.35	193.07
	6.74	39.53	45.51	58.73	28.57	10.13	3.86	
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.35	265.12
	9.36	54.90	63.20	81.56	38.56	13.67	3.86	

Elaborado: Autor

Fuerzas y momentos horizontales aplicados al estribo

Tabla 62. Fuerzas horizontales FH

TIPO CARGA	EH	
FH(Ton/m)	22,78	Σ
Resistencia Ia	1.50	FH_u
	34,17	34,17
Resistencia Ib	1.50	34,17
	34,17	
Resistencia Va	1.50	34,17
	34,17	
Resistencia Vb	1.50	34,17
	34,17	

Elaborado: Autor

Tabla 63. Momentos horizontales MH

TIPO CARGA	EH EH	
MH_U (Ton/m)	56,75	Σ
Resistencia Ia	1.5 85,13	MH_U 85,13
Resistencia Ib	1.5 85,13	85,13
Resistencia Va	1.5 85,13	85,13
Resistencia Vb	1.5 85,13	85,13

*Elaborado: Autor***4.2.7 Determinación de esfuerzo y estabilidad**

Los elementos como los estribos son de tipo soportantes como son los muros, por ende, se deben analizar para que sean seguros al volteo, deslizamiento y a la estabilidad.

4.2.7.1 Análisis del volteo del punto A

Será estable si analizando con el factor de seguridad cumple con la siguiente ecuación.

$$FSV = \frac{MVu}{MHu} > 2 \quad \text{Ecuación (260)}$$

Tabla 64. Volteo alrededor del punto A.

ESTADO	FVu (Ton/m)	MVu (Ton-m/m)	MHu (Ton-m/m)	FSV	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	82.68	194.21	85,13	2,28	2	SÍ
Resistencia Ib	112.08	266.26	85,13	3,12	2	SÍ
Resistencia Va	81.68	193.07	85,13	2,26	2	SÍ
Resistencia Vb	111.08	265.13	85,13	3,11	2	SÍ

Elaborado: Autor

Para todos los casos no se produce volteo en el estribo.

Se considera que el coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo (ASTHO 10.5.5-1)

Será estable si analizando la siguiente ecuación cumple.

$$F_f > Fh \quad \text{Ecuación (261)}$$

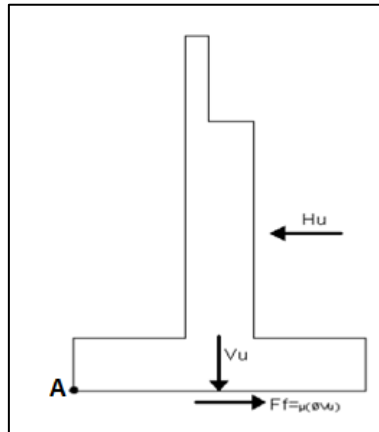


Figura 135. Cargas actuantes en la de la base de estribo.
Elaborado: Autor

Coefficiente $u = 0,8$ (Coeficiente de deslizamiento o resbalamiento: AASTHO 10.5.5-1)

Tabla 65. Deslizamiento punto A

ESTADO	FVu (Ton/m)	RESISTENTE (Ton /m)	ACTUANTE (TON/m)	
		$Ef = u \times Vu$	FHu	CUMPLE
Resistencia Ia	82.88	66.15	34,17	SÍ
Resistencia Ib	112.08	89.66	34,17	SÍ
Resistencia Va	81.682	65.35	34,17	SÍ
Resistencia Vb	111.08	88.864	34,17	SÍ

Elaborado: Autor

Factor de seguridad

$$FSV = 0.6 \times \frac{FVu}{FH} > 2 \quad \text{Ecuación (262)}$$

Tabla 66. Deslizamiento punto A con FDS

ESTADO	FVu (Ton/m)	FHu (Ton/m)	FSD	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	82.88	22.78	2.18	2	SÍ
Resistencia Ib	112.08	22.78	2.95	2	SÍ
Resistencia IIIa	81.682	22.78	2.15	2	SÍ
Resistencia IIIb	111.08	22.78	2.92	2	SÍ

Elaborado: Autor

Para ninguno de los casos se produce en deslizamiento en el estribo.

- Capacidad de Carga

Se tiene como datos la altura de la zapata de 1.50 m su base de 5.30 metros y con una capacidad portante de $3.77 \frac{Kg}{cm^2}$.

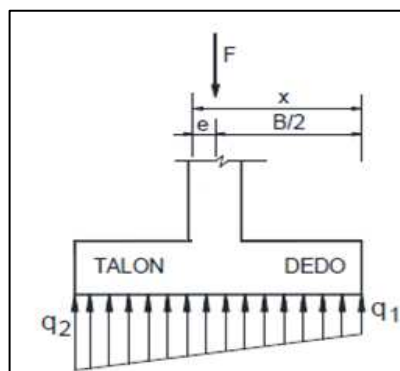


Figura 136. Distribución de presiones en la base de la cimentación.

Elaborado: Autor

Tabla 67. Carga mínimas y máximas producida en la base de la cimentación.

ESTADO	FVu	MVu	MHu	x_0 (m) = $\frac{MV}{MH/FV}$	$e = (B/2) - x_0$	$Q = (P/Bxh) \pm (6xPxe) / (hx^2)$			
	Tn/m	Tn-m/m	Tn-m/m			Q_{max} (Tn/m ²)	kg/cm ²	Q_{min} (Tn/m ²)	kg/cm ²
Resistencia Ia	82.88	194,214	56.95	1.75	0.90	22.26	2.26	0.21	0.02
Resistencia Ib	112.08	266,265	56.95	1.95	0.70	26.86	2.73	3.07	0.31
Resistencia Va	81.682	193,074	56.95	1.76	0.90	21.92	2.23	0.12	0.01
Resistencia Vb	111.08	265,125	56.95	1.95	0.70	26.53	2.70	3.16	0.32

Elaborado: Autor

Cumpliendo en todos los casos.

4.2.8 Puente en servicio

Actúan la carga producida por el camión de diseño HL-93, la carga producida por la superestructura, peso propio del estribo, empuje del suelo, del suelo de relleno, fuerza de frenado.

- Resistencia de Combinación Ia (mínimo) = 0.9 DC + 1.0 EV + 1.5 EH + 1.75 LS
- Resistencia de Combinación Ib (máximo) = 1.25 DC + 1.35 EV + 1.5 EH + 1.75 LS
- Resistencia de Combinación Va (mínimo) = 0.9 DC + 1.0 EV + 1.5 EH + 1.35 LS
- Resistencia de Combinación Vb (máximo) = 1.25 DC + 1.35 EV + 1.5 EH + 1.35 LS

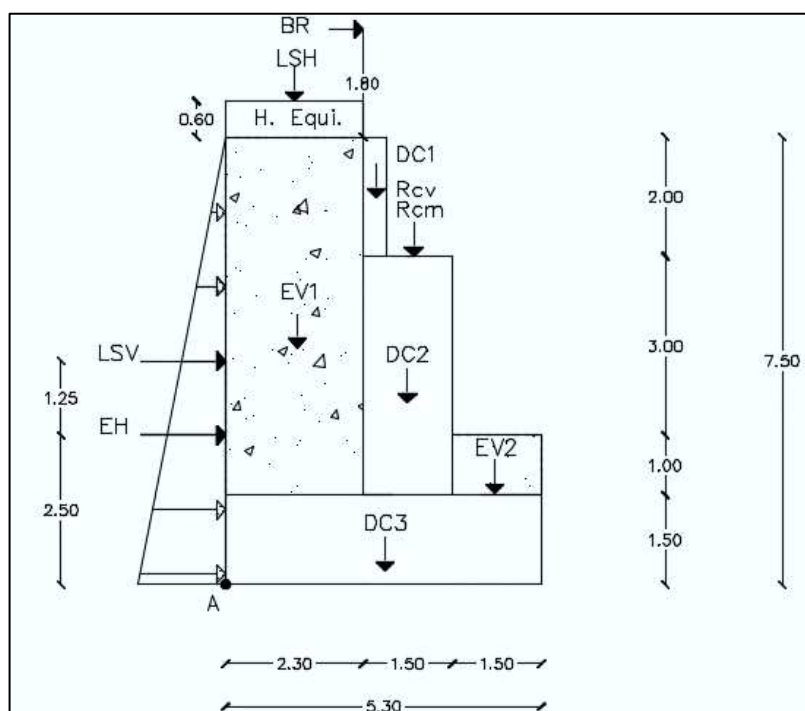


Figura 137. Cargas que actúan en el estribo en servicio.
Elaborado: Autor

Cargas y momentos verticales

Tabla 68. Fuerzas F_v , puente en servicio.

TIPO	DC				EV		RCv	LS	
Carga	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	LL	LSV	
F_v (t/m)	2.88	14.40	19.08	20.29	24.84	2.70	10.02	3.65	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	0.00	1.75	V_U
	2.59	12.96	17.17	18.26	24.84	2.70	0.00	6.38	87.65
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.75	1.75	
	3.60	18.00	23.85	25.36	33.53	3.65	17.53	6.38	140.62
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	0.00	1.35	
Resistencia Vb	2.59	12.96	17.17	18.26	24.84	2.70	0.00	4.93	86.66
	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	0.00	1.35	
	3.60	18.00	23.85	25.36	33.53	3.65	0.00	4.93	117.98

Elaborado: Autor

Tabla 69. Momentos MV_u , puente en servicio.

TIPO	DC				EV		RCv	LS	
Carga	DC1	DC2	DC3	Pcm	EV1	EV2	LL	LSH	
MV_u (t/m)	7.49	43.92	50.56	85,13	28.57	10.13	40.19	2.86	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	0.00	1.75	MV_U
	6.74	39.53	45.51	74.88	28.57	10.13	0.00	5.00	210.34
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	1.75	1.75	
	9.36	54.90	63.20	104.00	38.56	13.67	70.33	5.00	359.02
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	0.00	1.35	
Resistencia Vb	6.74	39.53	45.51	74.88	28.57	10.13	0.00	3.86	209.20
	1.25	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	0.00	1.350	

9.36	54.90	63.20	104.00	38.56	13.67	0.00	3.86	287.55
------	-------	-------	--------	-------	-------	------	------	---------------

Elaborado: Autor

Cargas y momentos horizontales

Tabla 70. Fuerzas FH, puente en servicio

TIPO	EH	LS	BR	
CARGA	EH	LS	BR	
FH(Ton/m)	22.78	3.65	1.66	Σ
Resistencia Ia	1.50	1.75	1.75	FH_U
	34.17	4.25	2.91	29.94
Resistencia Ib	1.50	1.75	1.75	
	34.17	4.25	2.91	29.94
Resistencia Va	1.50	0.00	0.00	
	34.17	0.00	0.00	34.17
Resistencia Vb	1.50	0.00	0.00	
	34.17	0.00	0.00	34.17

Elaborado: Autor

Tabla 71. Momentos MHu, puente en servicio.

TIPO	EH	LS	BR	
CARGA	EH	LS	BR	
MH_U (Ton/m)	37.97	9.11	15.44	Σ
Resistencia Ia	1.50	1.50	1.75	MH_U
	56.95	13.67	27.02	97.64
Resistencia Ib	1.50	1.50	1.75	
	56.95	13.67	27.02	97.64
Resistencia Va	1.50	1.50	0.00	
	56.95	13.67	0.00	70.62
Resistencia Vb	1.50	1.50	0.00	
	56.95	13.67	0.00	70.62

Elaborado: Autor

4.2.8.1 Determinación de estabilidad y Esfuerzo

Los estribos es un elemento estructural soportante se debe calcular para que sean seguros al deslizamiento, al volteo y a la estabilidad.

4.2.8.2 Volteo del punto A

Si cumple con la siguiente condición será estable, analizando con el factor de seguridad.

$$FSV = \frac{MV_u}{MH_u} > 2$$

Ecuación (263)

Tabla 72. Volteo del punto A, puente en servicio.

ESTADO	FVu (Ton/m)	MVu (Ton-m/m)	MHu (Ton-m/m)	FSV	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	82,682	194,214	97.64	2.15	2	SÍ
Resistencia Ib	112,08	266,265	97.64	3.68	2	SÍ
Resistencia Va	81,682	193,074	70.62	2.96	2	SÍ
Resistencia Vb	111,08	265,125	70.62	4.07	2	SÍ

Elaborado: Autor

Para todos los casos no se produce volteo.

4.2.8.3 Análisis de deslizamiento alrededor del punto A, en base del estribo

Se considera que el coeficiente de rozamiento entre hormigón y suelo (AASHTO 10.5.5.2.2-1)

Será estable si analizando la siguiente ecuación cumple.

$$F_f > F_{hu} \quad \text{Ecuación (264)}$$

Tabla 73. Deslizamiento punto A, puente en servicio.

ESTADO	FVu (Ton/m)	RESISTENTE (Ton /m)	ACTUANTE (TON/m)	
		$E_f = u \times Vu$	FHu	CUMPLE
Resistencia Ia	82,682	70.12	29.94	SÍ
Resistencia Ib	112,08	112.49	29.94	SÍ
Resistencia Va	81,682	69.33	22.78	SÍ
Resistencia Vb	111,08	94.39	22.78	SÍ

Elaborado: Autor

Analizando factor de seguridad

$$FSV = 0.6 \times \frac{FVu}{FH_u} > 2 \quad \text{Ecuación (265)}$$

Tabla 74. Deslizamiento punto A con FDS, puente en servicio

ESTADO	FVu (Ton/m)	FHu (Ton/m)	FSD	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	82,682	29.94	2.05	2	SÍ
Resistencia Ib	112,08	29.94	2.82	2	SÍ
Resistencia IIIa	81,682	22.78	2.28	2	SÍ
Resistencia IIIB	111,08	22.78	3.11	2	SÍ

Elaborado: Autor

Para ninguno de los casos no existe deslizamiento.

4.2.8.4 Presiones que actúan en la base del estribo

Se tiene como datos la altura de la zapata de 1.50 m su base de 5.30 metros y capacidad portante

de $3.77 \frac{Kg}{cm^2}$.

Tabla 75. Punte en servicio, carga mínima y máxima producida en la base de la cimentación.

ESTADO	<i>FVu</i>	<i>MVu</i>	<i>MHu</i>	$X_0 \text{ (m)} = \frac{MV}{MH} - \frac{e}{B/2}$	$e = (B/2) - X_0$	$Q = (P/Bxh) \pm (6xPxe) / (hxB^2)$			
	Tn/m	Tn-m/m	Tn-m/m			$Q_{max} \text{ (Tn/m}^2\text{)}$	kg/cm^2	$Q_{min} \text{ (Tn/m}^2\text{)}$	kg/cm^2
Resistencia Ia	82,682	194,214	97.64	1.29	1.36	28.05	2.85	-6.00	-0.61
Resistencia Ib	112,08	266,265	97.64	1.86	0.79	33.53	3.41	1.85	0.19
Resistencia Va	81,682	193,074	70.62	1.60	1.05	23.87	2.43	-2.07	-0.21
Resistencia Vb	111,08	265,125	70.62	1.84	0.81	28.47	2.89	1.21	0.12

Elaborado: Autor

4.2.9 Análisis de la Fuerza Sísmica

Para analizar los esfuerzos sísmicos que actúan en la infraestructura “estribos y alas” se utilizará el método de Monobe – Okabe, basada en una modelación en la presión estática, para poder modelar y analizar la presión sísmica del terreno en el estribo. Se toma en cuenta las cargas y los efectos producidas por el peso del estribo, del material de relleno, la superestructura y la producida por la fuerza sísmica.

$$EQ = W \times A \times S$$

Ecuación (266)

Dónde:

W: Carga de la superestructura 20,81 Ton/m.

S: Factor que depende del tipo de estructura es 1.

A: Coeficiente que depende de la región sísmica es 0.3

EQ: Fuerza sísmica, que esta aplicada en el centro de gravedad de la del estribo.

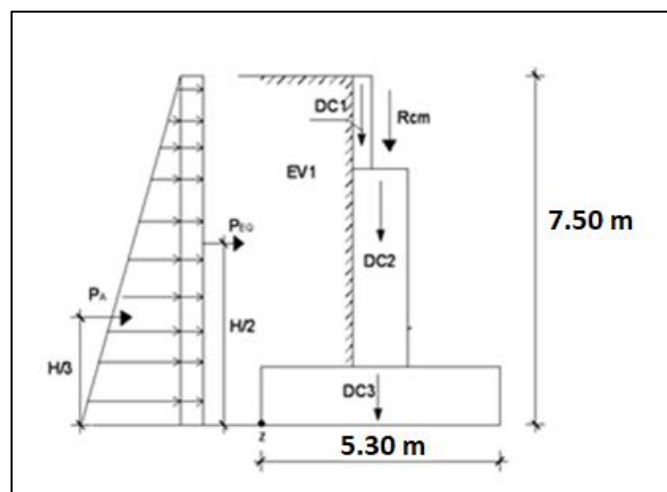


Figura 138. Cargas que actúan estribo provocado por sismo.

Elaborado: Autor

$$EQ = 20,81 \times 0.3 \times 1$$

$$EQ = 6.02 \text{ Ton}$$

Cálculo de momento para la superestructura:

$$Meqs = EQ \times hs \quad \text{Ecuación (267)}$$

$$Meqs = 6,02 \times 3.75$$

$$Meqs = 22.57 \text{ Ton} - m$$

Infraestructura solo del estribo cálculo de momento en el eje Y.

Tabla 76. Carga y momento del estribo

	Tipo	P (Tn)	Y (m)	M (P*Y)
Dc1	DC	2.88	6.5	18.72
Dc2	DC	14.40	3.5	50.40
Dc3	DC	19.08	0.8	14.31
	Σ	36.36		83.43

Elaborado: Autor

$$EQ = kh \times \Sigma P \quad \text{Ecuación (268)}$$

Donde:

kh: Coeficiente de aceleración vertical dependiente de la región sísmica

ΣP : Sumatoria de cargas

$$kh = 0.5 \times A \quad \text{Ecuación (269)}$$

$$kh = 0.5 \times 0.3$$

$$kh = 0.15$$

$$EQ = 0.15 \times 36.36$$

$$EQ = 5.45 \text{ Ton}$$

$$Meqi = EQ \times hs \quad \text{Ecuación (270)}$$

$$Meqi = 5.45 \times \frac{83.43}{36.36}$$

$$Meqi = 12.50 \text{ Ton} - m$$

Aplicación del Método de Monobe – Okabe

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(\Phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \beta + \theta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\Phi + \delta) \sin(\Phi - \theta - 1)}{\cos(\delta + \beta + \theta) \cos(1 - \beta)}} \right]^2} \quad \text{Ecuación (271)}$$

Dónde:

Φ : Ángulo de fricción interna igual a 21°

δ : Ángulo de fricción entre el estribo y el suelo es igual a 0°

β : Ángulo de inclinación del estribo es igual a 0°

γ : Peso unitario del suelo de relleno es igual a 1.8 Ton/m³

kv : Coeficiente de aceleración vertical es igual a 0

kh : Coeficiente de aceleración horizontal es 0.15

$$\theta = \text{arctag}\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) \quad \text{Ecuación (272)}$$

$$\theta = \text{arctag}\left(\frac{0.15}{1 - 0}\right)$$

$$\theta = 8.53$$

Análisis de empuje activo:

$$ka = \text{tg}^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{Ecuación (273)}$$

$$ka = \text{tg}^2\left(45 - \frac{21}{2}\right)$$

$$ka = 0.30$$

Análisis de la presión lateral del terreno, con 1m de estribo.

$$P_A = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 7.5^2 \times 0.30 \quad \text{Ecuación (274)}$$

$$P_A = 15.18 \text{ Ton}$$

Aplicado en H/3 siendo igual a 2,50m.

Análisis de la fuerza producida por sismo

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(21 - 8.53 - 0)}{\cos(8.53)\cos^2(0)\cos(0 + 0 + 8.53) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(21+0)\sin(21-8.53-1)}{\cos(0+0+8.53)\cos(1-0)}} \right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.39$$

Cálculo de la fuerza sísmica:

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times (K_{AE} - K_a) \quad \text{Ecuación (275)}$$

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 7.5^2 \times (0.39 - 0.30)$$

$$P_{EQ} = 4.56 \text{ Ton}$$

Se aplica la carga a una longitud de H/2 que es igual a 3.75 m

Análisis de estabilidad y presiones actuantes cuando la estructura se encuentra en servicio: DC + EH + EQ

Cálculo de la fuerza vertical:

$$Fv = \sum DC + Rcm \quad \text{Ecuación (276)}$$

$$Fv = 36.36 + 20.8$$

$$Fv = 56.44 \text{ Ton}$$

$$Mv = \sum M_{DC} = 56.44 \text{ Ton} \times 3.75m$$

$$Mv = \sum M_{DC} = 211.65 \text{ Ton.m}$$

$$FH = EQ_{suelo} + EQ_{estribo} + EH \quad \text{Ecuación (277)}$$

$$FH = 5.45 + 4.56 + 15.19$$

$$FH = 25.20 \text{ Ton}$$

$$MH = \left(4.56 \times \frac{7.5}{2} \right) + \left(5.45 \times \frac{83.43}{36.36} \right) + \left(15.19 \times \frac{7.5}{3} \right)$$

$$MH = 67.58 \text{ Ton.m}$$

Factores de seguridad

Debe ser mayor al factor de seguridad 2 para que cumpla al deslizamiento.

$$FSV = \frac{FVu}{FH} \quad \text{Ecuación (278)}$$

$$FSV = \frac{56.44}{25.20}$$

$$FSV = 2.24 > 2 \text{ Si cumple}$$

Si cumple a deslizamiento.

Volteo

$$FSV = \frac{Mv}{MH} > 2 \quad \text{Ecuación (279)}$$

$$FSV = \frac{211.65 \text{ Ton. m}}{67.58 \text{ Ton. m}} > 2$$

$$FSV = 3.13 > 2 \text{ Si cumple}$$

Presiones actuantes

$$x = \frac{Mv - MH}{FV} \quad \text{Ecuación (280)}$$

$$x = \frac{496.35 - 141.38}{132.36}$$

$$x = 2.55 \text{ m}$$

$$e = \frac{5.30}{2} - x \quad \text{Ecuación (281)}$$

$$e = \frac{5.30}{2} - 2.55$$

$$e = 0.1 \text{ m}$$

$$q_{Max-Min} = \frac{Fv}{B \times h} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{B^2 \times h}\right) \quad \text{Ecuación (282)}$$

$$q_{Max} = \frac{56.44}{5.3 \times 1.5} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.1}{5.3^2 \times 1.5}\right)$$

$$q_{Max} = 7.2 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2} = 0.72 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$q_{Min} = \frac{56.44}{5.3 \times 1.5} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.1}{5.3^2 \times 1.5}\right)$$

$$q_{Min} = 6.99 \frac{Ton}{m^2} = 0.69 \frac{kg}{cm^2}$$

4.2.10 Diseño de cabezal y de pantalla

El cabezal o sección 1, como la pantalla o sección 2, como indica la siguiente figura son elementos que están sometidos a flexión se los analiza como si fuera muros de contención, esto se debe al relleno del muro, para cada una de las secciones se debe analizar los momentos producidos por carga muerta, viva y producida por los empujes laterales.

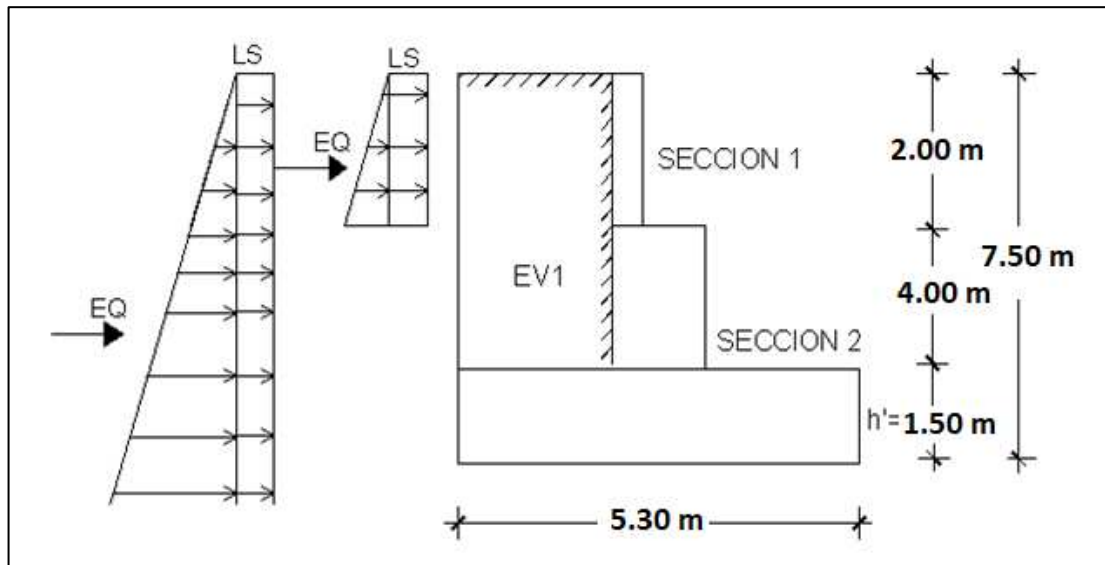


Figura 139. Cargas actuantes en la pantalla.
Elaborado: Autor

Se utilizará las combinaciones de carga:

$$Ia = n (1.25DC + 1.35 EV + 1.75LS) \quad \text{Ecuación (283)}$$

$$Ib = n (1.50EH + 1.75LS) \quad \text{Ecuación (284)}$$

$$Ic = n (1.25DC + 1EQ) \quad \text{Ecuación (285)}$$

Tabla 77. Determinación de momentos actuantes en la sección superior del estribo.

Sección	Fuerza T/m	Brazo m	Momento T-m/m
1 h = 2.00 m	W1 =	2.88	0.30
	LS =	0.65	1.00
	EH =	1.08	0.67
	Eq (suelo) =	0.32	1.00
	EQ (est.) =	0.86	1.00
	BR=	1.66	3.80
Estado de carga			
Resistencia I		n (1.75DC + 1.5EH + 1.75LS)	

	Mu Diseño		3.73 T -m	
	Eve. Extremo I	n (0.5LS + 1.50EH + 1EQ + 0.5BR)		
	Mu Diseño		4.25 T -m	
Sección	W1 =	2.88	0.30	0.86
2	W2=	14.40	0.75	10.80
	LS =	1.30	2.00	2.59
	EH =	4.32	0.67	2.88
	Eq (suelo) =	0.32	4.00	1.30
	EQ (est.) =	0.86	4.00	3.46
h = 4.00 m	BR=	1.66	7.80	12.95
	Resistencia I	n (1.75DC + 1.5EH + 1.75LS)		
	Mu Diseño		29.27 T -m	
	Eve. Extremo I	n (0.5LS + 1.50EH + 1EQ + 0.5BR)		
	Mu Diseño		16.84 T -m	

Elaborado: Autor

4.2.10.1 Sección del cabezal

Análisis del acero a flexión de la sección 1 con una altura de 2.00 m, con un Momento Último de 4.25 T-m.

Recubrimiento de 10 cm.

Longitud del cabezal 60 cm.

$$A_s = \phi \times b \times d \quad \text{Ecuación (286)}$$

Dónde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.002

b: Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm

d: Distancia del cabezal menos el recubrimiento 40 cm

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 40$$

$$A_s = 8 \text{ cm}^2$$

Se colocará 4 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 8.00 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva:

$$d = L - z \quad \text{Ecuación (287)}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecuación (288)}$$

$$z = 10 + \frac{1.8}{2}$$

$$z = 10.9 \text{ cm}$$

$$d = 60 - 10.9$$

$$d = 49.10 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecuación (289)}$$

$$a = \frac{8.00 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 1.41 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión:

$$M_u = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (290)}$$

$$M_u = 8.00 \times 0.9 \times 4200 \times \left(49.10 - \frac{1.41}{2}\right)$$

$$M_u = 14.63 \text{ Ton. m}$$

$$M_u > M_n \quad \text{Ecuación (291)}$$

$$14.63 \text{ Ton} - \text{m} > 4.25 \text{ Ton. m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Determinación del A_s máx. si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO Art. 5.7.3.3.1).

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecuación (292)}$$

$$c = \frac{1.41}{0.85}$$

$$c = 1.66$$

$$\frac{c}{de} = \frac{1.66}{49.10} = 0.034 < 0.42$$

La cantidad de acero A_s min debe resistir el menor valor:

$$1.2Mcr > 1.33Mu$$

Ecuación (293)

Cálculo de Mcr :

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c}$$

Ecuación (294)

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 60^2}{6}$$

$$S = 60000 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 60000$$

$$1.2Mcr = 24.22 \text{ Ton.m}$$

Cálculo de Mu :

$$1.33Mu = 1.33 \times 2.30$$

$$1.33Mu = 4.25 \text{ Ton.m}$$

$$24.22 \text{ Ton.m} > 5.66 \text{ Ton.m}$$

Se debe usar $\phi_v = 18 \text{ mm @ } 0.30 \text{ m}$

4.2.10.2 Sección de la pantalla

Determinación de la sección 2 del acero a flexión, con una altura de 4.00 m, con un Momento Último de 29.27 T-m.

Recubrimiento de 10 cm

Longitud del cabezal 150 cm

$$As = \phi \times b \times d$$

Ecuación (295)

Dónde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.002

b: Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm

d: Distancia del cabezal menos el recubrimiento 130 cm

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 130$$

$$A_s = 26 \text{ cm}^2$$

Se colocará 8 varillas $\phi_v = 25 \text{ mm} = 30.82 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva:

$$de = L - z \quad \text{Ecuación (296)}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecuación (297)}$$

$$z = 10 + \frac{2.5}{2}$$

$$z = 11.25 \text{ cm}$$

$$de = 150 - 11.25$$

$$de = 138.75 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecuación (298)}$$

$$a = \frac{30.82 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 5.44 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión:

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (299)}$$

$$Mu = 30.82 \times 0.9 \times 4200 \times \left(138.75 - \frac{5.44}{2}\right)$$

$$Mu = 158.50 \text{ Ton.m}$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecuación (300)}$$

39.03 Ton.m > 29.27 Ton.m → Cumple

Determinación del As máx. si en la sección, se analiza si esta sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO Art. 5.7.3.3.1).

$$c = \frac{a}{\beta 1} \quad \text{Ecuación (301)}$$

$$c = \frac{5.44}{0.85}$$

$$c = 6.40$$

$$\frac{c}{de} = \frac{6.40}{138.75} = 0.046 < 0.42$$

La cantidad de acero As min debe resistir el menor valor:

$$1.2Mcr > 1.33Mu \quad \text{Ecuación (302)}$$

Cálculo de Mcr :

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (303)}$$

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 150^2}{6}$$

$$S = 375000.00 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 375000.00$$

$$1.2Mcr = 151.35 \text{ Ton.m}$$

Cálculo de Mu :

$$1.33Mu = 1.33 \times 29.27$$

$$1.33Mu = 38.93 \text{ Ton.m}$$

$$151.35 \text{ Ton.m} > 38.93 \text{ Ton.m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 25 \text{ mm @ } 0.10 \text{ m}$

4.2.10.3 Cálculo del acero de temperatura

Recubrimiento de 10 cm. y con una longitud del cabezal 150 cm.

$$As = \phi \times b \times L \quad \text{Ecuación (304)}$$

Dónde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.0018

b : Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm.

$$As_{Temp} = 0.0018 \times 100 \times 150$$

$$As_{Temp} = 27 \text{ cm}^2$$

Para la cara interior que se encuentra contra el relleno en sentido horizontal es de 1/3 del As_{Temp} .

$$As_{Temp} = 9.00 \text{ cm}^2$$

Se colocará 5 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 9.99 \text{ cm}^2$

Separación de varillas:

$$S = \frac{1.53}{4.8}$$

$$S = 0.32 \text{ m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 18 \text{ mm @ } 0.20 \text{ m}$

Para la cara exterior tanto de sentido vertical como horizontal es de 2/3 del As_{Temp}

$$As_{Temp} = 18.00 \text{ cm}^2$$

Se colocará 6 varillas $\phi_v = 22 \text{ mm} = 18.00 \text{ cm}^2$

Separación de varillas:

$$S = \frac{1.998}{9.9}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 22 \text{ mm @ } 0.15 \text{ m}$

4.2.10.4 Análisis por Corte

Se analiza el espesor de la pantalla para ver si no es necesario armadura de forma transversal.

Se analiza con el límite de resistencia I que se encuentra (AASHTO Tabla 3.4.1.1), con $n = 1$.

$$Vu = n (1.5V_{EH} + 1.75V_{LS}) \quad \text{Ecuación (305)}$$

$$V_{LS} = 0.6 \times 0.27 \times 1.8 \times 3.75$$

$$V_{LS} = 1.22 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$V_{EH} = 0.30 \times 1.8 \times 3.75^2$$

$$V_{EH} = 3.8 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$Vu = 1 \times ((1.5 \times 3.8) + (1.75 \times 1.22))$$

$$Vu = 7.82 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón:

$$Vr = \theta Vc \quad \text{Ecuación (306)}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bv \times dv$$

Dónde:

bv: Ancho de diseño de la pantalla 100 cm

dv: Altura de corte efectivo

$$dv = de - \frac{a}{2} \quad \text{Ecuación (307)}$$

$$dv = 138.75 - \frac{5.44}{2}$$

$$dv = 136.03 \text{ cm}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 136.03$$

$$Vc = 120.64 \text{ Ton}$$

$$Vr = 0.9 \times 120.64$$

$$Vr = 108.58 \text{ Ton}$$

$$108.58 \text{ Ton} > 7.82 \text{ Ton}$$

No necesita armadura de forma transversal.

4.2.11 Diseño de Zapata

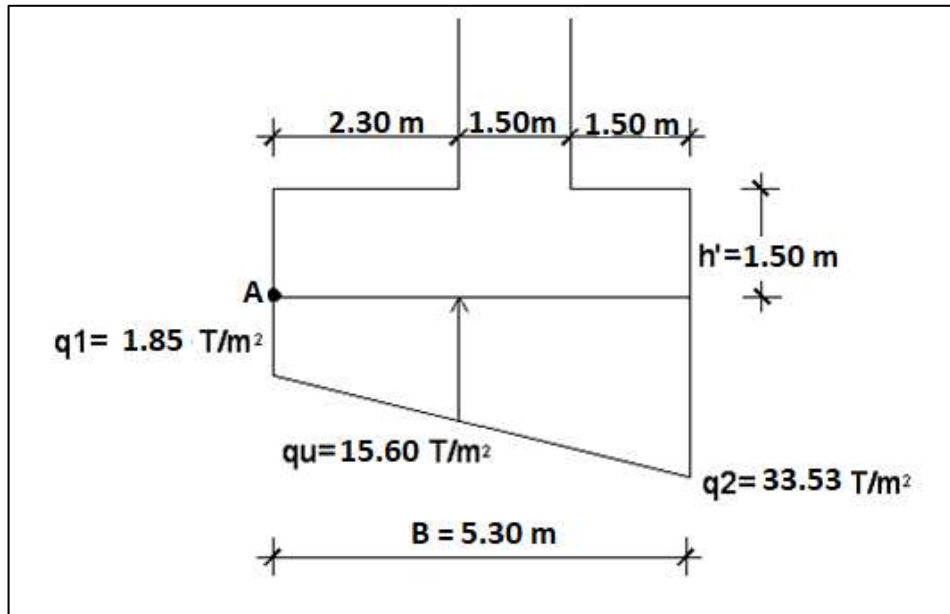


Figura 140. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo.
Elaborado: Autor

4.2.11.1 Diseño de Talón

Se diseña con los esfuerzos máximos obtenidos, cuando el puente se encuentra en servicio, teniendo: $q2 = 33.53 \frac{Ton}{m^2}$ y $q1 = 1.85 \frac{Ton}{m^2}$.

Tabla 78. Carga y momento del estribo

Tipo	Fuerza (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton -m)
DC	8.28	1.15	9.52
EV	24.84	1.15	28.57
LS	2.43	1.15	2.79

Elaborado: Autor

Para obtener el momento de diseño, se utilizará el estado límite de Resistencia Ib, con $n = nDnRnI=1$.

$$Mu = n[1.25 MDC + 1.35 MEV + 1.75 MLS] \tag{Ecuación (308)}$$

$$Mu = 1x[(1.25x9.52) + (1.35 x28.57) + (1.75 x 2.79)]$$

$$Mu = 55.35 Ton.m$$

Determinación del acero de refuerzo:

Se analizará con una base de 100 cm su altura de 150 cm. con un recubrimiento de 10 cm.

$$A_s = \phi \times b \times d \quad \text{Ecuación (309)}$$

$$A_s = 0.002 \times 100 \times (150 - 20)$$

$$A_s = 26 \text{ cm}^2$$

Se colocará 7 varillas $\phi_v = 25 \text{ mm} = 26.97 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva:

$$d = L - z \quad \text{Ecuación (310)}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecuación (311)}$$

$$z = 10 + \frac{2.5}{2}$$

$$z = 11.25 \text{ cm}$$

$$de = 150 - 11.25$$

$$de = 138.75 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación de las varillas:

$$S = \frac{3.853}{26.97}$$

$$S = 0.14 \text{ m}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecuación (312)}$$

$$a = \frac{26.97 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 150}$$

$$a = 3.17 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión:

$$M_u = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (313)}$$

$$Mu = 26.97 \times 0.9 \times 4200 \times \left(138.75 - \frac{3.17}{2}\right)$$

$$Mu = 139.82 \text{ Ton.m}$$

$$Mu > Mn$$

Ecuación (314)

$$139.82 \text{ Ton} - m > 55.35 \text{ Ton} - m \text{ Cumple}$$

La cantidad de acero A_s min según la (AASHTO Art. 5.7.3.3.2) debe resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$.

Cálculo de M_{cr} :

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c}$$

Ecuación (315)

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 150^2}{6}$$

$$S = 375000 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2fr \times S$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 33.63 \times 375000$$

$$1.2M_{cr} = 151.34 \text{ Ton.m}$$

Cálculo de M_u :

$$1.33M_u = 1.33 \times 55.35$$

$$1.33M_u = 73.62 \text{ Ton.m}$$

$$151.34 \text{ Ton.m} > 73.62 \text{ Ton.m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 25 \text{ mm} @ 0.14 \text{ m}$

4.2.11.1.1 Cálculo del acero de temperatura

Recubrimiento de 10 cm y con un ancho de 150 cm.

$$A_{S_{Temp}} = \phi \times b \times L \quad \text{Ecuación (316)}$$

$$A_{S_{Temp}} = 0.0015 \times 100 \times 150$$

$$A_{S_{Temp}} = 22.5 \text{ cm}^2$$

Para el acero consideramos de 1/2 del $A_{S_{Temp}}$.

$$A_{S_{Temp}} = 11.25 \text{ cm}^2$$

Se colocará 6 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 11.98 \text{ cm}^2$

Separación de varillas:

$$S = \frac{1.998}{11.98}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 14 \text{ mm} @ 0.15 \text{ m}$

4.2.11.1.2 Análisis por Corte

Se analizará la cortante mediante la siguiente expresión:

$$Vu = n (1.25DC + 1.35V_{EH} + 1.75LS) \quad \text{Ecuación (317)}$$

Tabla 79. Cargas verticales actuantes al talón

TIPO	V (Ton/m)
V (DC)	8.28
V (EH)	24.84
V(LS)	2.43

Elaborado: Autor

$$Vu = n ((1.25 \times 8.28) + (1.35 \times 24.84) + (1.75 \times 2.43))$$

$$Vu = 48.13 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón.

$$Vr = \theta Vc \quad \text{Ecuación (318)}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bv \times dv$$

Dónde:

bv : Ancho de diseño de la pantalla 100 cm.

dv : Altura de corte efectivo.

$$dv = de - \frac{a}{2} \quad \text{Ecuación (319)}$$

$$dv = 138.75 - \frac{3.17}{2}$$

$$dv = 219.92 \text{ cm}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 219.92$$

$$Vc = 19.50 \text{ Ton}$$

$$Vr = 0.9 \times 19.50$$

$$Vr = 17.55 \text{ Ton}$$

$$151.33 \text{ Ton} > 54.09 \text{ Ton} \rightarrow \text{Cumple}$$

4.2.11.2 Diseño del dedo

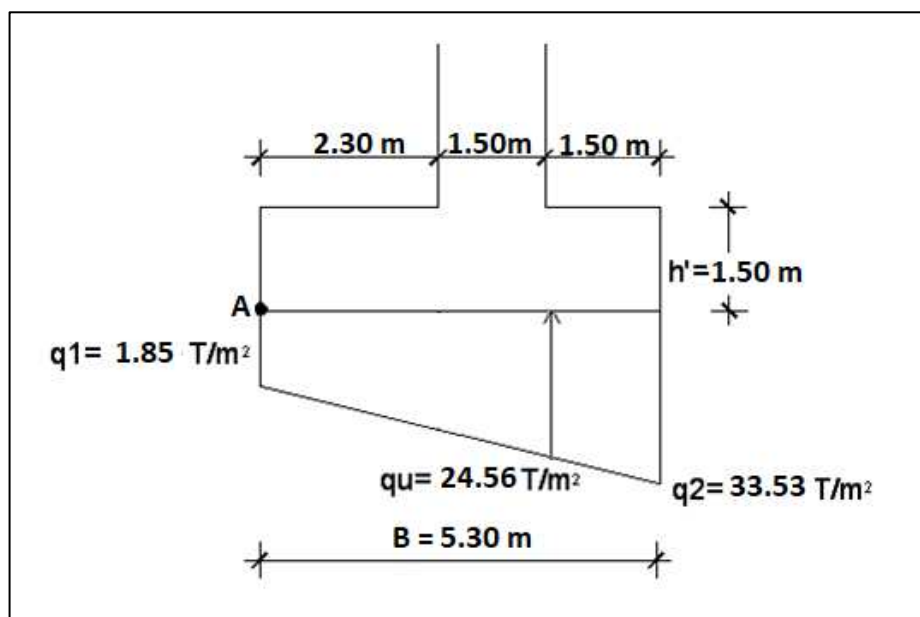


Figura 141. Esfuerzos producidos por la cimentación en el suelo (Diseño del Dedo).
Elaborado: Autor

Se diseña con los esfuerzos máximos obtenidos, cuando el puente se encuentra en servicio, teniendo: $q2 = 33.53 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ y $q1 = 1.85 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

Cálculo de momento de diseño

$$Mu = qu \times \frac{b^2}{2} \times 1m \quad \text{Ecuación (320)}$$

Dónde:

qu: Esfuerzo de la cara interna del dedo

b: Longitud de la cara externa de la pantalla hasta el extremo del dedo

$$Mu = 24.56 \times \frac{1.5^2}{2} \times 1m$$

$$Mu = 27.63 \frac{Ton}{m^2}$$

Determinación del acero de refuerzo:

Se analizará con una base de 100 cm su altura de 150 cm con un recubrimiento de 10 cm.

$$As = \phi \times b \times d \quad \text{Ecuación (321)}$$

$$As = 0.002 \times 100 \times (150 - 20)$$

$$As = 26 \text{ cm}^2$$

Se colocará 7 varillas $\phi_v = 25 \text{ mm} = 26.97 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva:

$$de = L - z \quad \text{Ecuación (322)}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecuación (323)}$$

$$z = 10 + \frac{2.5}{2}$$

$$z = 11.25 \text{ cm}$$

$$de = 150 - 11.25$$

$$de = 138.75 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación de las varillas:

$$S = \frac{3.853}{26.97}$$

$$S = 0.14 \text{ m}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecuación (324)}$$

$$a = \frac{26.97 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 150}$$

$$a = 3.17 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión:

$$M_u = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (325)}$$

$$M_u = 26.97 \times 0.9 \times 4200 \times \left(138.75 - \frac{3.17}{2}\right)$$

$$M_u = 139.82 \text{ Ton.m}$$

$$M_u > M_n \quad \text{Ecuación (326)}$$

$$139.82 \text{ Ton.m} > 26.63 \text{ Ton.m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Determinación del A_s máx. si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO Art. 5.7.3.3.1).

$$c = \frac{a}{\beta_1} \quad \text{Ecuación (327)}$$

$$c = \frac{3.17}{0.85}$$

$$c = 3.73$$

$$\frac{c}{de} = \frac{3.73}{138.75} = 0.027 < 0.42$$

La cantidad de acero A_s min según la (AASHTO Art. 5.7.3.3.2) debe resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$.

Cálculo de M_{cr} :

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'_c} \quad \text{Ecuación (328)}$$

$$f_r = 0.63 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 150^2}{6}$$

$$S = 375000 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r \times S$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 33.63 \times 375000$$

$$1.2M_{cr} = 151.33 \text{ Ton.m}$$

Cálculo de M_u :

$$1.33M_u = 1.33 \times 27.63$$

$$1.33M_u = 11.84 \text{ Ton.m}$$

$$151.33 \text{ Ton.m} > 36.74 \text{ Ton.m}$$

Se debe usar $1 \phi_v = 25 \text{ mm @ } 0.14 \text{ m}$

4.2.11.2.1 Análisis por Corte

Se analizará la cortante mediante la siguiente expresión:

$$V_u = q_u \times (b - a) \times 1m \quad \text{Ecuación (329)}$$

Dónde:

a : Longitud del dedo

b : Ancho del dedo

q_u : Esfuerzo producido en la cara de la pantalla

$$V_u = 24.56 \times (1.5 - 1.5) \times 1m$$

$$V_u = 24.56 \text{ Ton}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón:

$$V_r = \theta V_c \quad \text{Ecuación (330)}$$

$$V_c = 0.53 \times \sqrt{f_c} \times b_v \times d_v \quad \text{Ecuación (331)}$$

Dónde:

b_v : Ancho de diseño de la pantalla 100 cm

dv : Altura de corte efectivo

$$dv = 138.75 - \frac{3.17}{2} \quad \text{Ecuación (332)}$$

$$dv = 137.17 \text{ cm}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 137.17$$

$$Vc = 121.65 \text{ Ton}$$

$$Vr = 0.9 \times 121.65$$

$$Vr = 112.18 \text{ Ton}$$

$$112.18 \text{ Ton} > 24.56 \text{ Ton} \rightarrow \text{Cumple}$$

4.2.12 Diseño del Muro Tipo Ala

Estos muros de contención soportan la carga producida el suelo de relleno que se coloca con cierto ángulo en los accesos del puente, se los va a diseñar con la altura de los estribos y serán de hormigón armado.

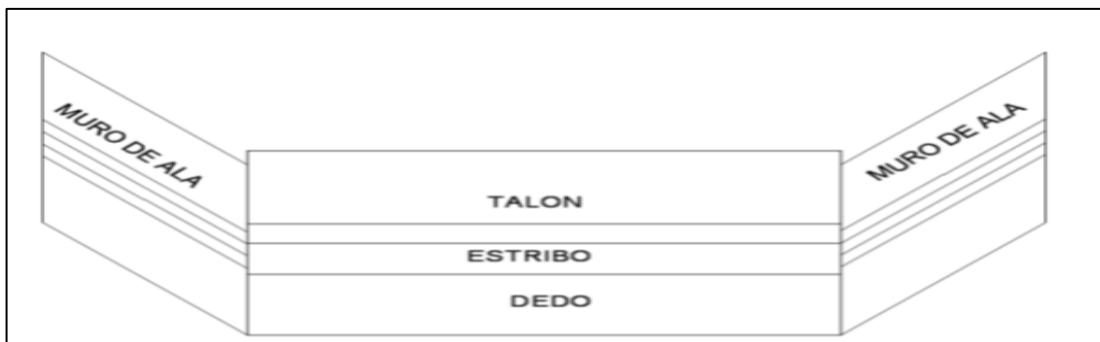


Figura 142. Vista superior de ubicación del estribo con los muros ala.
Elaborado: Autor

Prediseño

Se tomarán las mismas medidas del estribo es decir quedando definido de la siguiente manera:

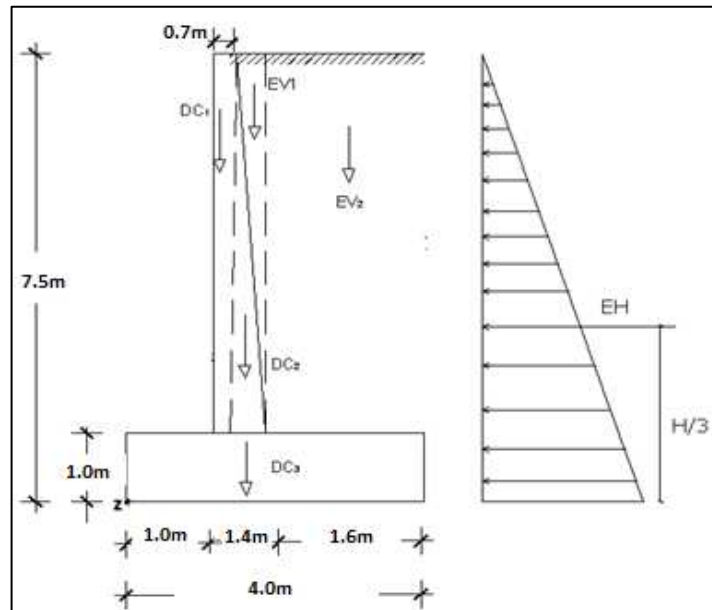


Figura 143. Cargas Verticales por el peso propio de la estructura

Elaborado: Autor

$$DC1 = 0.7 \times 6.5 \times 2.4$$

$$DC1 = 10.92 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$DC2 = \frac{1}{2} \times 6.5 \times 0.7 \times 2.4$$

$$DC2 = 5.46 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$DC3 = 4.0 \times 1.0 \times 2.4$$

$$DC3 = 9.60 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Cargas EV por el peso del relleno:

$$EV1 = \frac{1}{2} \times 0.7 \times 6.5 \times 1.8$$

$$EV1 = 4.10 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

$$EV2 = 6.5 \times 1.6 \times 1.8$$

$$EV2 = 18.72 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Tabla 80. Cargas que actúan en el muro ala.

	Tipo	F_V (Ton/m)	X(m)	MV_U (Ton-m/m)
DC1	DC	10.92	1.35	14.74

DC2	DC	5.46	1.23	6.73
DC3	DC	9.60	2.00	19.20
EV1	EV	4.10	1.23	5.05
EV2	EV	18.72	3.2	59.90
	Σ	48.80		105.63

Elaborado: Autor

Las combinaciones de carga y los estados límites serán los mismos que se calculó para los estribos.

Tabla 81. Muro Ala fuerzas verticales

TIPO	DC			EV		
Carga	DC1	DC2	DC3	EV1	EV2	Σ
F_V (t/m)	10.92	5.46	9.60	4.10	18.72	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	V_u
	9.83	4.91	8.64	4.10	18.72	46.20
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	63.28
	13.65	6.83	12.00	5.53	25.27	
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	46.20
	9.83	4.91	8.64	4.10	18.72	
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	63.28
	13.65	6.83	12.00	5.53	25.27	

Elaborado: Autor

Tabla 82. Muro Ala momentos verticales

TIPO	DC			EV		
Carga	DC1	DC2	DC3	EV1	EV2	Σ
M_u (t/m)	14.74	6.73	19.20	5.05	59.90	Σ
Resistencia Ia	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	MV_u
	13.27	6.06	17.28	5.05	59.90	101.56
Resistencia Ib	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	138.53
	18.43	8.42	24.00	6.82	80.87	
Resistencia Va	0.90	0.90	0.90	1.00	1.00	101.56
	13.27	6.06	17.28	5.05	59.90	
Resistencia Vb	1.25	1.25	1.25	1.35	1.35	138.53
	18.43	8.42	24.00	6.82	80.87	

Elaborado: Autor

Tabla 83. Muro Ala fuerzas horizontales

TIPO	EH	
CARGA	EH	
FH(Ton/m)	10.02	Σ
Resistencia Ia	1.50	FH_u
	15.04	15.04
Resistencia Ib	1.50	15.04
	15.04	15.04
	1.50	15.04

Resistencia Va	15.04	
Resistencia Vb	1.50	15.04
	15.04	

Elaborado: Autor

Tabla 84. Muro ala momentos horizontales

TIPO CARGA	EH	
MH_U (Ton/m)	25.06	Σ
Resistencia Ia	1.5	MH_U
	37.59	37.59
Resistencia Ib	1.5	37.59
	37.59	
Resistencia Va	1.5	37.59
	37.59	
Resistencia Vb	1.5	37.59
	37.59	

Elaborado: Autor

4.2.12.1 Análisis de estabilidad y esfuerzo

Volteo alrededor del punto A, donde debe cumplir que $e \leq e_{max}$.

Tabla 85. Volteo de muro ala.

ESTADO	FV_U (Ton/m)	MV_U (Ton-m/m)	MH_U (Ton-m/m)	FSV	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	46.20	101.56	37.59	2.70	2	SÍ
Resistencia Ib	63.28	138.53	37.59	3.69	2	SÍ
Resistencia Va	46.20	101.56	37.59	2.70	2	SÍ
Resistencia Vb	63.28	138.53	37.59	3.69	2	SÍ

Elaborado: Autor

4.3.13.2 Deslizamiento producido en la base del muro ala

Se considera estable si $Ef > u \times Vu$ y $\Phi_T = 0.80$ (AASHTO TABLA 10.5.5.2.2 – 1).

Tabla 86. Comprobación si el muro se desliza

ESTADO	FV_U (Ton/m)	FH_U (Ton/m)	FSD	FS	CUMPLE
Resistencia Ia	46.20	15.04	2.06	2	SÍ
Resistencia Ib	63.28	15.04	2.53	2	SÍ
Resistencia Va	46.20	15.04	2.06	2	SÍ
Resistencia Vb	63.28	15.04	2.53	2	SÍ

Elaborado: Autor

Presiones que actúan sobre el suelo:

Se considera estable si cumple con $q_{suelo} > Q_{max}$.

Tabla 87. Análisis de esfuerzos estructura vs suelo.

ESTADO	FV_U (Tn/m)	MV_U (Tn-m/m)	MH_U (Tn-m/m)	$x_0 (m) = \frac{MV}{MH / FV}$	$e = \frac{(B/2) - x_0}{X_0}$	$Q = \frac{(P/Bxh) \pm (6xPxe)}{(hxB^2)}$			
						Q_{max} (Tn/m ²)	kg/cm ²	Q_{min} (Tn/m ²)	kg/cm ²
Resistencia Ia	46.20	101.56	37.59	1.38	0.615	22.21	2.3	0.89	0.1
Resistencia Ib	63.28	138.53	37.59	1.60	0.405	25.42	2.6	6.22	0.6
Resistencia Va	46.20	101.56	37.59	1.38	0.615	22.21	2.3	0.89	0.1
Resistencia Vb	63.28	138.53	37.59	1.60	0.405	25.42	2.6	6.22	0.6

Elaborado: Autor

4.3.13.3 Análisis de la Fuerza Sísmica

Se analiza el muro tipo ala como se analizó los estribos son entran en servicio, con las cargas del terreno y la de su peso propio y las del efecto del sismo.

Tabla 88. Cargas y momentos muro ala. Cargas Verticales

Carga	Tipo	F_V (Ton/m)	X(m)	MV_U (Ton-m/m)
DC1	DC	10.92	1.35	14.74
DC2	DC	5.46	1.23	6.73
DC3	DC	9.60	2.00	19.20
	Σ	48.80		105.63

Elaborado: Autor

Cálculo de fuerza sísmica:

$$EQ = W \times A \times S \quad \text{Ecuación (333)}$$

$$EQ = 48.80 \times 0.3 \times 1$$

$$EQ = 14.64 \text{ Ton}$$

Cálculo de momento para la superestructura:

$$Meqs = EQ \times hs \quad \text{Ecuación (334)}$$

$$Meqs = 14.64 \times \frac{105.63}{48.80}$$

$$Meqs = 31.69 \text{ Ton.m}$$

Aplicación del Método de Monobe – Okabe:

$$\theta = \arctag\left(\frac{kh}{1 - kv}\right) \quad \text{Ecuación (335)}$$

$$\theta = \arctag\left(\frac{0.15}{1 - 0}\right)$$

$$\theta = 8.53$$

Análisis de empuje activo:

$$ka = tg^2\left(45 - \frac{\Phi}{2}\right) \quad \text{Ecuación (336)}$$

$$ka = tg^2\left(45 - \frac{22}{2}\right)$$

$$ka = 0.30$$

Análisis de la presión lateral del terreno, con 1m del muro ala.

$$P_A = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 7.5^2 \times 0.30 \quad \text{Ecuación (337)}$$

$$P_A = 15.18 \text{ Ton}$$

Aplicado en H/3 siendo igual a 1.17m.

Cálculo de la fuerza producida por sismo:

$$k_{AE} = \frac{\cos^2(21 - 8.53 - 0)}{\cos(8.53)\cos^2(0)\cos(0 + 0 + 8.53) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(21+0)\sin(21-8.53-1)}{\cos(0+0+8.53)\cos(1-0)}}\right]^2}$$

$$k_{AE} = 0.39$$

Cálculo de la fuerza sísmica:

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \times \gamma \times H^2 \times (K_{AE} - K_a) \quad \text{Ecuación (338)}$$

$$P_{EQ} = \frac{1}{2} \times 1.8 \times 7.5^2 \times (0.39 - 0.30)$$

$$P_{EQ} = 4.56 \text{ Ton}$$

Se aplica esta carga a una distancia de H/2 que es igual a 3.75 m.

Análisis de estabilidad y presiones existentes cuando el puente se encuentra en servicio: DC + EH + EQ.

Cálculo de la fuerza vertical:

$$Fv = \sum DC + Ev \quad \text{Ecuación (339)}$$

$$Fv = 48.80 \text{ Ton}$$

$$Mv = \sum M_{DC} = 105.63 \text{ Ton} - m$$

$$FH = EQ_{\text{suelo}} + EH$$

Ecuación (340)

$$FH = 4.56 + 10.02$$

$$FH = 14.58 \text{ Ton}$$

$$MH = \left(4.56 \times \frac{7.5}{2}\right) + \left(10.02 \times \frac{7.5}{2}\right)$$

$$MH = 37.58 \text{ Ton} - m$$

Factores de seguridad

Deslizamiento debe ser mayor al factor de seguridad 2 para que cumpla.

$$FSV = 0.6 \times \frac{FVu}{FH}$$

Ecuación (341)

$$FSV = 0.6 \times \frac{48.80}{14.58}$$

$$FSV = 2.05 > 2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Si cumple a deslizamiento.

Volcamiento:

$$FSV = \frac{Mv}{MH} > 2$$

Ecuación (342)

$$FSV = \frac{105.63}{37.58} > 2$$

$$FSV = 2.81 > 2 \rightarrow \text{Cumple}$$

Si cumple a volcamiento.

Presiones:

$$x = \frac{Mv - MH}{FV}$$

Ecuación (343)

$$x = \frac{105.63 - 37.58}{48.80}$$

$$x = 1.39 \text{ m}$$

$$e = \frac{B}{2} - x \quad \text{Ecuación (344)}$$

$$e = \frac{4.00}{2} - 1.39$$

$$e = 0.61 \text{ m}$$

$$q_{Max-Min} = \frac{Fv}{B \times h} \times \left(1 \pm \frac{6 \times e}{h \times B}\right) \quad \text{Ecuación (345)}$$

$$q_{Max} = \frac{48.80}{4.0 \times 1.0} \times \left(1 + \frac{6 \times 0.61}{4.0^2 \times 1.0}\right)$$

$$q_{Max} = 15.01 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

$$q_{Min} = \frac{48.80}{4.0 \times 1.0} \times \left(1 - \frac{6 \times 0.61}{4.0^2 \times 1}\right)$$

$$q_{Min} = 9.40 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

4.3.13.4 Diseño de la pantalla del muro de ala

La pantalla del muro es un elemento sometido a flexión producido por las cargas del terreno de relleno y también las fuerzas sísmicas, para ello se lo diseña en tres secciones como indica la siguiente figura.

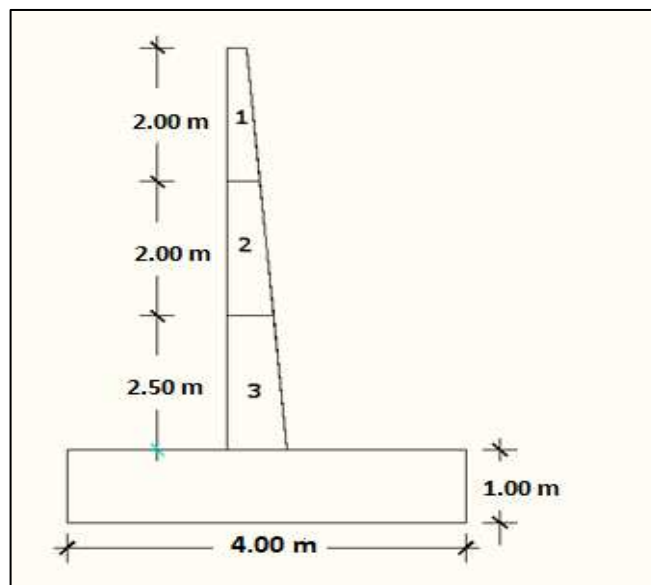


Figura 144. Secciones de la pantalla
Elaborado: Autor

Tabla 89. Cargas y momentos muro ala. Cargas Verticales (Pantalla)

Sección	Fuerza T/m	Brazo m	Momento T-m/m	
1	W1 =	3.82	0.31	1.18
	EH =	0.64	0.67	0.43
	Eq (suelo) =	0.22	1.00	0.22
	EQ (est.) =	3.40	1.00	3.40
h = 2 m	Estado de carga			
	Resistencia la		n (1.25DC + 1.35EH)	
	Mu Diseño	2.05	T -m	
	Resistencia lc		n (1.25DC + 1EQ)	
Sección 2	W1 =	3.82	0.31	1.18
	W2 =	4.73	0.51	2.41
	EH =	2.56	1.33	3.41
	Eq (suelo) =	0.86	2.00	1.73
h = 2 m	EQ est =	2.56	2.00	5.13
	Resistencia la		n (1.25DC + 1.35EH)	
	Mu Diseño	9.10	T -m	
	Resistencia lc		n (1.25DC + 1EQ)	
Sección 3	W1 =	3.82	0.31	1.18
	W2 =	4.73	0.51	2.41
	W3 =	7.15	0.71	5.08
	EH =	6.76	2.17	14.65
h = 2.5 m	Eq (suelo) =	2.28	3.25	7.41
	EQ est =	4.71	3.25	15.30
	Resistencia la		n (1.25DC + 1.35EH)	
	Mu Diseño	30.62	T -m	
	Resistencia lc		n (1.25DC + 1EQ)	
	Mu Diseño	56.34	T -m	

Elaborado: Autor

Análisis de sección 1, acero a flexión:

El momento último de diseño es de 6.36 Ton-m con un recubrimiento de 10 cm, donde la longitud del cabezal es de 70 cm.

$$A_s = \phi \times b \times d \quad \text{Ecuación (346)}$$

Dónde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.002

b: Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm

d: Distancia del cabezal menos el recubrimiento 50 cm

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 50$$

$$A_s = 10 \text{ cm}^2$$

Se colocará 4 varillas $\phi_v = 22 \text{ mm} = 11.94 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva:

$$d = L - z \quad \text{Ecuación (347)}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecuación (348)}$$

$$z = 10 + \frac{2.2}{2}$$

$$z = 11.10 \text{ cm}$$

$$d = 70 - 11.10$$

$$d = 58.90 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecuación (349)}$$

$$a = \frac{11.94 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 2.11 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión:

$$M_u = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (350)}$$

$$u = 11.94 \times 0.9 \times 4200 \times \left(58.90 - \frac{2.11}{2}\right)$$

$$M_u = 26.11 \text{ Ton. m}$$

$$M_u > M_n \quad \text{Ecuación (351)}$$

$$26.11 \text{ Ton} - \text{m} > 6.36 \text{ Ton} - \text{m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Determinación del As máx. si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO Art. 5.7.3.3.1).

$$c = \frac{a}{\beta 1} \quad \text{Ecuación (352)}$$

$$c = \frac{2.11}{0.85}$$

$$c = 2.48$$

$$\frac{c}{de} = \frac{2.48}{58.90} = \mathbf{0.041} < \mathbf{0.42}$$

La cantidad de acero As min debe resistir el menor valor:

$$\mathbf{1.2Mcr} > \mathbf{1.33Mu} \quad \text{Ecuación (353)}$$

Cálculo de Mcr :

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c} \quad \text{Ecuación (354)}$$

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{kg}{cm^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 70^2}{6}$$

$$S = \mathbf{81666.67 \text{ cm}^3}$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 81666.67$$

$$\mathbf{1.2Mcr = 32.95 \text{ Ton. m}}$$

Cálculo de Mu :

$$1.33Mu = 1.33 \times 6.36$$

$$1.33Mu = 8.46 \text{ Ton. m}$$

$$\mathbf{32.95 \text{ Ton. m} > \mathbf{8.46 \text{ Ton. m}}}$$

Se debe usar $1 \phi_v = 22 \text{ mm} @ 0.25 \text{ m}$

Análisis de sección 2, acero a flexión:

El momento último de diseño es de 13.75 Ton-m con un recubrimiento de 10 cm, donde la longitud del cabezal es de 89 cm.

$$A_s = \phi \times b \times d \quad \text{Ecuación (355)}$$

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 69$$

$$A_s = 13.8 \text{ cm}^2$$

Se colocará 5 varillas $\phi_v = 22 \text{ mm} = 14.92 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva:

$$d = L - z \quad \text{Ecuación (356)}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecuación (357)}$$

$$z = 10 + \frac{2.2}{2}$$

$$z = 11.10 \text{ cm}$$

$$de = 89 - 11.10$$

$$de = 77.90 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecuación (358)}$$

$$a = \frac{14.92 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 2.63 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión:

$$M_u = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (359)}$$

$$M_u = 14.92 \times 0.9 \times 4200 \times \left(77.90 - \frac{2.63}{2}\right)$$

$$M_u = 43.19 \text{ Ton.m}$$

$$M_u > M_n$$

Ecuación (360)

$$43.19 \text{ Ton} - m > 13.72 \text{ Ton} - m \rightarrow \text{Cumple}$$

Determinación del As máx. si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO Art. 5.7.3.3.1).

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Ecuación (361)

$$c = \frac{2.63}{0.85}$$

$$c = 3.09$$

$$\frac{c}{de} = \frac{3.09}{77.90} = 0.039 < 0.42$$

La cantidad de acero As min debe resistir el menor valor:

$$1.2M_{cr} > 1.33M_u$$

Ecuación (362)

Cálculo de M_{cr} :

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'c}$$

Ecuación (363)

$$f_r = 0.63 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 89^2}{6}$$

$$S = 132016.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r \times S$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 33.63 \times 132016.67$$

$$1.2M_{cr} = 53.27 \text{ Ton} \cdot m$$

Cálculo de M_u :

$$1.33M_u = 1.33 \times 13.75$$

$$1.33Mu = 18.29 \text{ Ton. m}$$

$$53.27 \text{ Ton. m} > 18.29 \text{ Ton. m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 22 \text{ mm @ 0.20 m}$

Análisis de sección 3, acero a flexión:

El momento último de diseño es de 58.34 Ton-m con un recubrimiento de 10 cm, donde la longitud del cabezal es de 107 cm.

$$A_s = \phi \times b \times d \quad \text{Ecuación (364)}$$

$$A_s = 0.002 \times 100 \times 87$$

$$A_s = 17.4 \text{ cm}^2$$

Se colocará 6 varillas $\phi_v = 22 \text{ mm} = 17.90 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva:

$$d = L - z \quad \text{Ecuación (365)}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecuación (366)}$$

$$z = 10 + \frac{2.2}{2}$$

$$z = 11.1 \text{ cm}$$

$$de = 107 - 11.1$$

$$de = 95.90 \text{ cm}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecuación (367)}$$

$$a = \frac{17.90 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 3.16 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión:

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (368)}$$

$$Mu = 17.90 \times 0.9 \times 4200 \times \left(95.90 - \frac{3.16}{2}\right)$$

$$Mu = 63.61 \text{ Ton. m}$$

$$Mu > Mn$$

Ecuación (369)

$$63.61 \text{ Ton} - m > 58.34 \text{ Ton} - m \rightarrow \text{Cumple}$$

Determinación del As máx. si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO Art. 5.7.3.3.1).

$$c = \frac{a}{\beta_1}$$

Ecuación (370)

$$c = \frac{3.16}{0.85}$$

$$c = 3.72$$

$$\frac{c}{de} = \frac{3.72}{95.90} = 0.038 < 0.42$$

La cantidad de acero As min debe resistir el menor valor:

$$1.2Mcr > 1.33Mu$$

Ecuación (371)

Cálculo de Mcr :

$$fr = 0.63 \sqrt{f'c}$$

Ecuación (372)

$$fr = 0.63 \sqrt{280}$$

$$fr = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 10^2}{6}$$

$$S = 190816.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2Mcr = 1.2fr \times S$$

$$1.2Mcr = 1.2 \times 33.63 \times 190816.67$$

$$1.2Mcr = 77.01 \text{ Ton. m}$$

Cálculo de Mu:

$$1.33Mu = 1.33 \times 56.34$$

$$1.33Mu = 11.45 \text{ Ton. m}$$

$$77.01 \text{ Ton. m} > 11.45 \text{ Ton. m}$$

Se debe usar $1\phi_v = 22 \text{ mm @ } 0.15 \text{ m}$

Cálculo de As de temperatura:

Este refuerzo tiene como objetivo la variación por dilatación, contracción y para confinamiento, el acero de temperatura se distribuye en sus dos caras.

Recubrimiento de 10 cm y con una longitud del cabezal 107 cm

$$As = \phi \times b \times L \quad \text{Ecuación (373)}$$

Dónde:

ϕ : Es el porcentaje de refuerzo, según el ACI es de 0.0018

b: Ancho del elemento sometido a flexión se toma 100 cm

$$As_{Temp} = 0.0018 \times 100 \times 87$$

$$As_{Temp} = 15.66 \text{ cm}^2$$

Para la cara interior que se encuentra contra el relleno en sentido horizontal es de 1/3 del As_{Temp} .

$$As_{Temp} = 5.22 \text{ cm}^2$$

Se colocará 3 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 5.99 \text{ cm}^2$

Separación de varillas:

$$S = \frac{1.998}{5.99}$$

$$S = 0.30 \text{ m}$$

Se debe usar $1 \phi_v = 18 \text{ mm @ } 0.30 \text{ m}$

Para la cara exterior tanto de sentido vertical como horizontal es de 2/3 del As_{Temp}

$$As_{Temp} = 10.44 \text{ cm}^2$$

Se colocará 6 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 11.99 \text{ cm}^2$

Separación de varillas:

$$S = \frac{1.998}{11.99}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

Se debe usar $1 \varnothing_v = 18 \text{ mm @ } 0.15 \text{ m}$

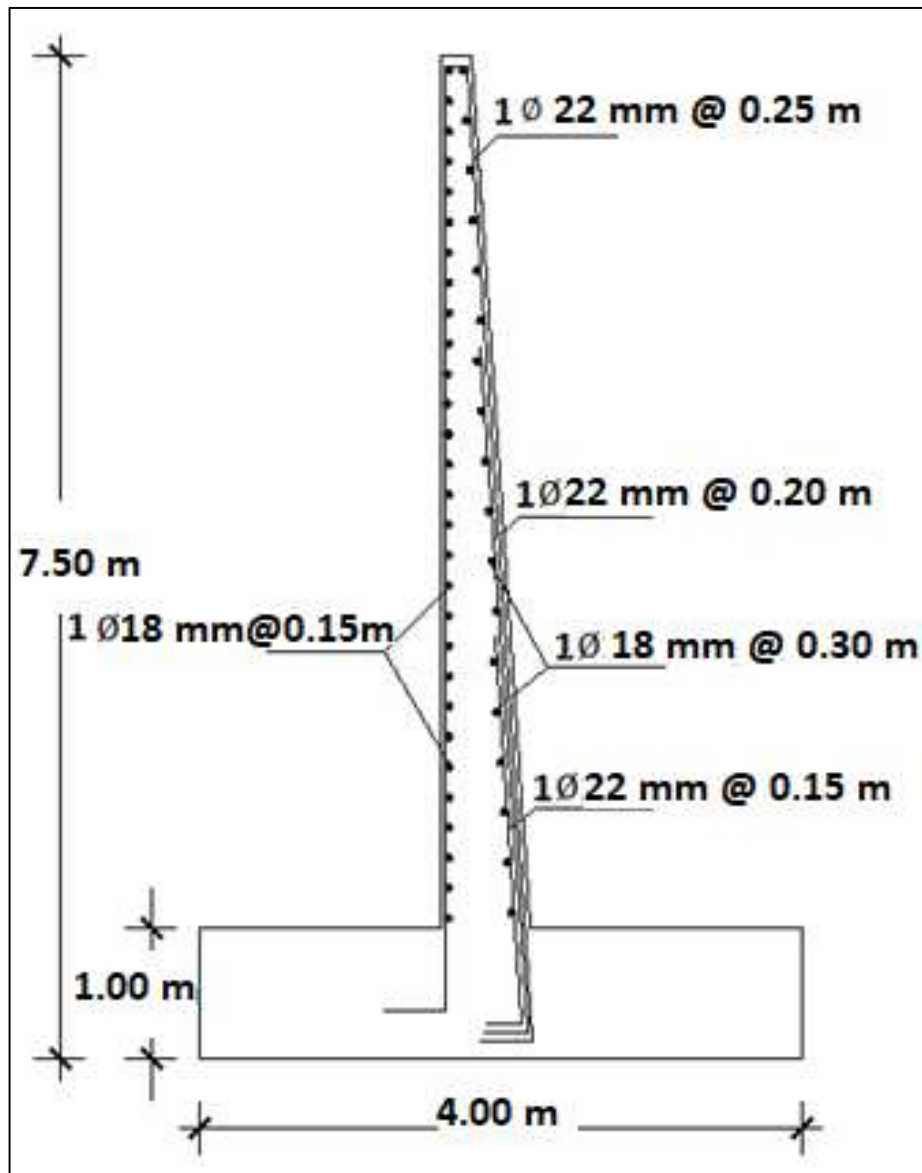


Figura 145. Detalle de armado la pantalla del muro de ala.
Elaborado: Autor

4.3.14 Diseño de Zapata del muro ala

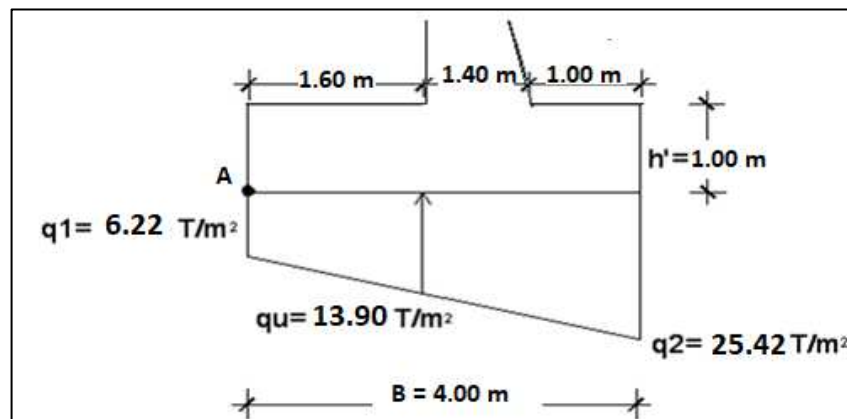


Figura 146. Esfuerzos producidos en el suelo en la base del muro ala
Elaborado: Autor

4.3.14.1 Diseño de Talón

Se diseña con los esfuerzos máximos obtenidos, que es cuando el puente se encuentra en servicio, teniendo un esfuerzo máximo $q_2 = 25.42 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ y $q_1 = 6.22 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

Tabla 90. Cargas y momentos muro ala. Cargas Verticales (Talón)

Tipo	Fuerza (Ton)	Brazo (m)	Momento (Ton .m)
DC	3.84	0.80	3.07
EV	18.72	0.80	14.98

Elaborado: Autor

Para obtener el momento de diseño, se utilizará el estado límite de Resistencia Ib, con $n = nDnRnI = 1$.

$$M_u = n[1.25 MDC + 1.35 MEV] \quad \text{Ecuación (374)}$$

$$M_u = 1x[(1.25x3.07) + (1.35 x14.98)]$$

$$M_u = 20.17 \text{ Ton.m}$$

Determinación del acero de refuerzo:

Se analizará con una base de 100 cm su altura de 100 cm con un recubrimiento de 10 cm.

$$A_s = \phi x b x d \quad \text{Ecuación (375)}$$

$$A_s = 0.002 x 100 x (100 - 10)$$

$$A_s = 18 \text{ cm}^2$$

Se colocará 7 varillas $\phi_v = 22 \text{ mm} = 20.89 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva:

$$d = L - z \quad \text{Ecuación (376)}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecuación (377)}$$

$$z = 10 + \frac{2.2}{2}$$

$$z = 11.1 \text{ cm}$$

$$de = 100 - 11.1$$

$$de = 88.9 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación de las varillas:

$$S = \frac{2.984}{18.00}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecuación (378)}$$

$$a = \frac{20.89 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 3.69 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión:

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (379)}$$

$$Mu = 20.89 \times 0.9 \times 4200 \times \left(88.90 - \frac{3.69}{2}\right)$$

$$Mu = 68.74 \text{ Ton.m}$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecuación (380)}$$

$$68.74 \text{ Ton.m} > 20.17 \text{ Ton.m} \rightarrow \text{Cumple}$$

La cantidad de acero A_s min según la (AASHTO Art. 5.7.3.3.2) debe resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33Mu$.

Cálculo de M_{cr} :

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'c}$$

Ecuación (381)

$$f_r = 0.63 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 100^2}{6}$$

$$S = 166666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r \times S$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 33.63 \times 166666.67$$

$$1.2M_{cr} = 67.26 \text{ Ton.m}$$

Cálculo de M_u :

$$1.33M_u = 1.33 \times 20.17$$

$$1.33M_u = 11.84 \text{ Ton.m}$$

$$67.26 \text{ Ton.m} > 11.84 \text{ Ton.m}$$

Se debe usar $1 \phi_v = 22 \text{ mm @ } 0.15 \text{ m}$

Cálculo del acero de temperatura:

Recubrimiento de 10 cm y con un ancho de 100 cm.

$$A_{STemp} = \phi \times b \times L$$

Ecuación (382)

$$A_{STemp} = 0.0015 \times 100 \times 90$$

$$A_{STemp} = 13.5 \text{ cm}^2$$

Para el acero consideramos de 1/2 del A_{STemp} .

$$A_{STemp} = 6.75 \text{ cm}^2$$

Se colocará 4 varillas $\phi_v = 18 \text{ mm} = 7.99 \text{ cm}^2$

Separación de varillas:

$$S = \frac{1.998}{6.75}$$

$$S = 0.30 \text{ m}$$

Se debe usar 1 $\phi_v = 18 \text{ mm @ } 0.30 \text{ m}$

Análisis por Corte:

Se analizará la cortante mediante la siguiente expresión:

$$Vu = n (1.25DC + 1.35V_{EH} + 1.75LS) \quad \text{Ecuación (383)}$$

Tabla 91. Cargas verticales aplicadas al talón

TIPO	V (Ton/m)
V (DC)	3.84
V (EH)	18.72

Elaborado: Autor

$$Vu = n ((1.25 \times 2.11) + (1.35 \times 18.72))$$

$$Vu = 29.16 \frac{\text{Ton}}{\text{m}}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón.

$$Vr = \theta Vc \quad \text{Ecuación (384)}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{f'c} \times bv \times dv \quad \text{Ecuación (385)}$$

Dónde:

bv: Ancho de diseño de la pantalla 100 cm

dv: Altura de corte efectivo

$$dv = de - \frac{a}{2} \quad \text{Ecuación (386)}$$

$$dv = 89.9 - \frac{3.69}{2}$$

$$dv = 88.06 \text{ cm}$$

$$Vc = 0.53 \times \sqrt{280} \times 100 \times 88.06$$

$$Vc = 78.09 \text{ Ton}$$

$$Vr = 0.9 \times 78.09$$

$$Vr = 70.28 \text{ Ton}$$

$$70.28 \text{ Ton} > 29.16 \text{ Ton} \rightarrow \text{Cumple}$$

4.3.14.2 Diseño de Dedo

Se diseña con los esfuerzos máximos obtenidos, que es cuando el puente se encuentra en servicio, teniendo un esfuerzo máximo $q2 = 16.20 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$ y $q1 = 4.03 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$.

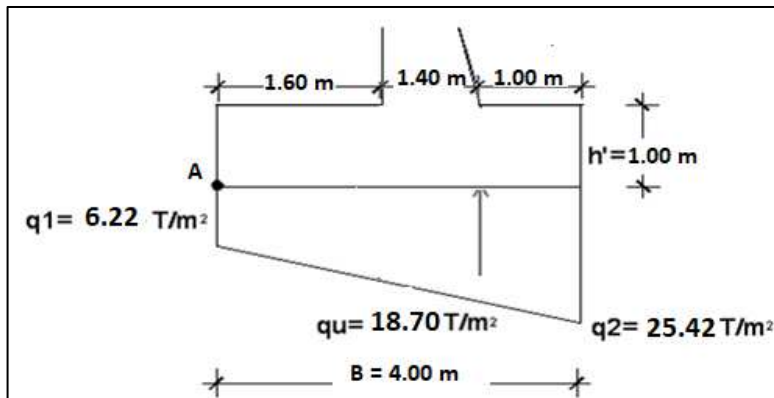


Figura 147. Esfuerzos producidos en el suelo en la base del muro ala (Diseño Dedo).
Elaborado: Autor

Cálculo de momento de diseño:

$$Mu = qu \times \frac{b^2}{2} \times 1m \quad \text{Ecuación (387)}$$

Dónde:

qu: Esfuerzo de la cara interna del dedo.

b: Longitud de la cara externa de la pantalla hasta el extremo del dedo.

$$Mu = 18.70 \times \frac{1.0^2}{2} \times 1m$$

$$Mu = 9.35 \frac{\text{Ton}}{\text{m}^2}$$

Determinación del acero de refuerzo:

Se analizará con una base de 100 cm su altura de 100 cm con un recubrimiento de 10 cm.

$$As = \phi \times b \times d \quad \text{Ecuación (388)}$$

$$As = 0.002 \times 100 \times (100 - 10)$$

$$As = 18 \text{ cm}^2$$

Se colocará 7 varillas $\phi_v = 22 \text{ mm} = 20.89 \text{ cm}^2$

Cálculo de altura efectiva:

$$de = L - z \quad \text{Ecuación (389)}$$

$$z = \text{recubrimiento} + \frac{\phi_v}{2} \quad \text{Ecuación (390)}$$

$$z = 10 + \frac{2.2}{2}$$

$$z = 11.10 \text{ cm}$$

$$de = 100 - 10.9$$

$$de = 88.90 \text{ cm}$$

Cálculo de la separación de las varillas:

$$S = \frac{2.984}{18}$$

$$S = 0.15 \text{ m}$$

El área sometida a compresión es de:

$$a = \frac{A_s \times f_y}{0.85 \times f'_c \times H} \quad \text{Ecuación (391)}$$

$$a = \frac{20.89 \times 4200}{0.85 \times 280 \times 100}$$

$$a = 3.69 \text{ cm}$$

Cálculo de momento último sometido a flexión:

$$Mu = A_s \times \phi \times f_y \times \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{Ecuación (392)}$$

$$Mu = 20.89 \times 0.9 \times 4200 \times \left(88.90 - \frac{3.69}{2}\right)$$

$$Mu = 68.74 \text{ Ton. m}$$

$$Mu > Mn \quad \text{Ecuación (393)}$$

$$68.74 \text{ Ton} - \text{m} > 9.35 \text{ Ton} - \text{m} \rightarrow \text{Cumple}$$

Determinación del A_s máx. si en la sección se encuentra sobre reforzada $\frac{c}{de} < 0.42$ (AASHTO Art. 5.7.3.3.1).

$$c = \frac{a}{\beta 1}$$

Ecuación (394)

$$c = \frac{3.69}{0.85}$$

$$c = 4.34$$

$$\frac{c}{de} = \frac{4.34}{88.90} = 0.048 < 0.42$$

La cantidad de acero A_s min según la (AASHTO Art. 5.7.3.3.2) debe resistir el menor valor de $1.2M_{cr}$ y $1.33M_u$.

Cálculo de M_{cr} :

$$f_r = 0.63 \sqrt{f'c}$$

Ecuación (395)

$$f_r = 0.63 \sqrt{280}$$

$$f_r = 33.63 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

$$S = \frac{bh^2}{6}$$

$$S = \frac{100 \times 100^2}{6}$$

$$S = 166666.67 \text{ cm}^3$$

$$1.2M_{cr} = 1.2f_r \times S$$

$$1.2M_{cr} = 1.2 \times 33.63 \times 166666.67$$

$$1.2M_{cr} = 67.26 \text{ Ton. m}$$

Cálculo de M_u :

$$1.33M_u = 1.33 \times 9.35$$

$$1.33M_u = 12.44 \text{ Ton. m}$$

$$67.26 \text{ Ton. m} > 12.44 \text{ Ton. m}$$

Se debe usar $1 \phi_v = 22 \text{ mm @ } 0.15 \text{ m}$

Análisis por Corte:

Se analizará la cortante mediante la siguiente expresión:

$$Vu = qu * (b - a) * 1m \quad \text{Ecuación (396)}$$

$$Vu = 18.70 * (1 - 0.9) * 1m$$

$$Vu = 1.87 \text{ Ton}$$

Determinación del cortante que resiste el hormigón:

$$Vr = \theta Vc \quad \text{Ecuación (397)}$$

$$Vc = 0.53 x \sqrt{f'c} * bv * dv \quad \text{Ecuación (398)}$$

Dónde:

bv: Ancho de diseño de la pantalla 100 cm

dv: Altura de corte efectivo

$$dv = de - \frac{a}{2} \quad \text{Ecuación (399)}$$

$$dv = 88,90 - \frac{3.69}{2}$$

$$dv = 87,06 \text{ cm}$$

$$Vc = 0,53 * \sqrt{280} * 100 * 87,06$$

$$Vc = 7,20 \text{ Ton}$$

$$Vr = 0,9 * 7.20$$

$$Vr = 6,94 \text{ Ton}$$

$$6.94 \text{ Ton} > 1.87 \text{ Ton} \rightarrow \text{Cumple}$$

CAPÍTULO V

5. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

5.1 CONCLUSIONES

- La realización de los estudios previos otorgó los resultados necesarios para el cálculo y diseño final del puente.
- La topografía del sector donde se emplazó el puente es regular, relativamente plana, la necesidad de emplazar el puente en el lugar elegido se debe a la opción más adecuada y conforme al eje de la vía existente y proyectada a cada lado del puente.
- Luego de los datos obtenidos de las estaciones meteorológicas existentes en la zona se obtuvo un caudal de diseño de $95 \text{ m}^3/\text{s}$ en el estudio hidrológico que provoca un aumento de crecida hasta un nivel de 925,68 m.s.n.m., siendo 3,23 m. de altura desde el nivel del río en condiciones normales. La socavación estimada es de 2,38 m. en el estudio hidráulico.
- En el estudio geotécnico se determinó la clasificación del suelo luego de ensayar las muestras obtenidas se concluye que el de acuerdo a la clasificación del SUCS tenemos un suelo GM (Gravas limosas mal graduadas, y mezclas de grava, arena y limos), las características de este suelo son: semipermeable a impermeable en estado compacto; la resistencia al corte en estado compactado y saturado excelente es buena; la compresibilidad en estado compactado y saturado es despreciable y posee una buena facilidad de tratamiento en obra.
- Luego del ensayo de corte directo en el estudio geotécnico se determinó una capacidad admisible última del suelo de: $3,774 \text{ Kg}/\text{cm}^2$.
- De acuerdo a los estudios previos se determinó una longitud o luz del puente de 40 metros lineales en un eje recto, guardando concordancia con el estudio de socavación

para que este fenómeno no afecte directamente la subestructura del puente y manteniendo un criterio económicamente adecuado; la sección transversal del puente es de 5 metros de ancho, con dos veredas a cada lado de 0,70 metros de ancho y barreras de protección de 0,20 metro de ancho a lo largo del puente; el carril de circulación del puente es de 3,60 metros de ancho.

- El puente está compuesto por un tablero de hormigón armado que se apoya sobre dos vigas metálicas y estas a su vez se apoyan en dos estribos (uno a cada lado) siendo este un puente de un solo vano.
- La facilidad y tiempos de construcción relativamente menores hace que construir con vigas de acero sea una gran ventaja económica y constructiva.
- El diseño del puente se lo hizo de acuerdo a la norma AASTHO LRFD 2017.

5.2 RECOMENDACIONES

- Para completar el presente documento se recomienda elaborar un método constructivo de la obra, esto a fin de que sirva de guía en el procedimiento de la construcción del puente.
- Se obtuvo una capacidad de carga última del suelo de 11,32 Kg/cm², por lo que se recomienda para mayor seguridad mejorar el suelo de cimentación reemplazándolo con un material de granulometría uniforme.
- Se recomienda encausar de manera óptima el lecho de río desde una distancia aproximada de 150 metros antes de la ubicación del puente, esto con el fin de reducir energía a río y prevenir desbordes del cauce del río, el cauce natural del río Chicaña en la ubicación del puente tiene una dirección casi perpendicular al eje del puente en una distancia aproximada de 120 metros.
- Se recomienda la construcción de drenes para evacuar el agua de pequeños arroyos ubicados a pocos metros de cada lado del puente.
- Para desarrollar la Contra flecha del Puente revisar la tabla y gráficos del 4.1.4.10 de este documento.
- Es necesario desarrollar un óptimo control de calidad de los materiales y proporciones, de acuerdo con las especificaciones técnicas de los planos de construcción anexados.
- Efectuar ensayos No destructivos (END) para determinar la calidad del hormigón principalmente, realizar el ensayo que sea más conveniente y de manera periódica para prevenir problemas mayores a futuro.

BIBLIOGRAFÍA

American Association of State Highway and Transportation Officials, AASTHO LRFD (2017). LRFD Bridge Design Specification 8th Edition, September 2017. Washington, DC.

Ministerio de Transporte y Obras Públicas, MTOP (2013). Libro B: Normas para Estudios y Diseño Vial, Volumen N°2, Norma Ecuatoriana Vial – NEVI-12. Quito.

American Concrete Institute, ACI (2014). Requisitos de Reglamento para Concreto Estructural ACI-318S-14.

Ministerio de Transporte y Obras Públicas, MTOP (2013). Especificaciones Generales para la Construcción de Caminos y Puentes, Volumen N°3, Norma Ecuatoriana Vial – NEVI-12. Quito.

Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC (2015). NEC-SE-CG: Cargas (no sísmicas). Quito.

Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC (2015). NEC-SE-DS: Peligro Sísmico. Quito.

Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC (2015). NEC-SE-HM: Estructuras de Hormigón Armado. Quito.

Norma Ecuatoriana de la Construcción, NEC (2015). NEC-SE-AC: Estructuras de Acero. Quito.

AASHTO/AWS D1.5M/D1.5. (2015). Código de Soldadura Estructural – Acero.

Braja, M. Das (2012). Fundamentos de la Ingeniería de Cimentaciones, Séptima Edición. Cengage Learning Editores, S.A. de C.V. México D.F.

Lambe, W., Whitman, R. (1972). Mecánica de suelos. Limusa.

Chow, V. T. (1994). Hidrología Aplicada. McGraw-Hill Latinoamericana, S.A. Bogotá.

Villón Béjar, M. (2007). Hidráulica de Canales. Editorial Villón. Lima.

Herrera, J. (1996). Puentes. SISTEM GRAF Ltda. Bogotá.

Rodríguez Serquén, A. (2012). Puentes Con AASHTO-LRFD 2010 Fifth Edition. Perú.

Torres, E. (2013). Diseño de Puentes, Interpretación del Código AASHTO. Editorial Universitaria Abya – Yala. Quito.

McCormac, J. & Brown, R. (2011). Diseño de Concreto Reforzado. Octava Edición con el Código ACI 318-08, Alfaomega Grupo Editor, S.A. de C.V. México D.F.

Rúales Fonseca, M. A. (2014). DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA DE SECCIÓN COMPUESTA (TABLERO DE HORMIGÓN ARMADO Y VIGAS DE ACERO ESTRUCTURAL) DEL PUENTE PIEDRA FINA II – PROVINCIA DE SUCUMBIOS – SECTOR EL REVENTADOR. Quito: Universidad Central del Ecuador.

Remache Pérez, C. M. (2018). CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CUMTZA UBICADO EN EL CANTÓN LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO. Cuenca: Universidad Católica de Cuenca.

Pugo Vega, J. L. (2018). DISEÑO DEL PUENTE MIXTO SOBRE EL RÍO BURGAY, UBICADO EN LA ZONA-5 CHACAPAMBA, PERTENECIENTE AL CANTÓN AZOGUEZ. Cuenca: Universidad Católica de Cuenca.

Fernández Galarza, W. L. (2018). CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO YAVINTZA UBICADO EN EL CANTÓN LIMÓN INDANZA, PROVINCIA DE MORONA SANTIAGO. Cuenca: Universidad Católica de Cuenca.

Gobierno Autónomo Descentralizado Parroquial Rural de Chicaña, (2014). PLAN DE ORDENAMIENTO TERRITORIAL DE LA PARROQUIA CHICAÑA 2014 – 2019. Yantzaza.

ANEXOS

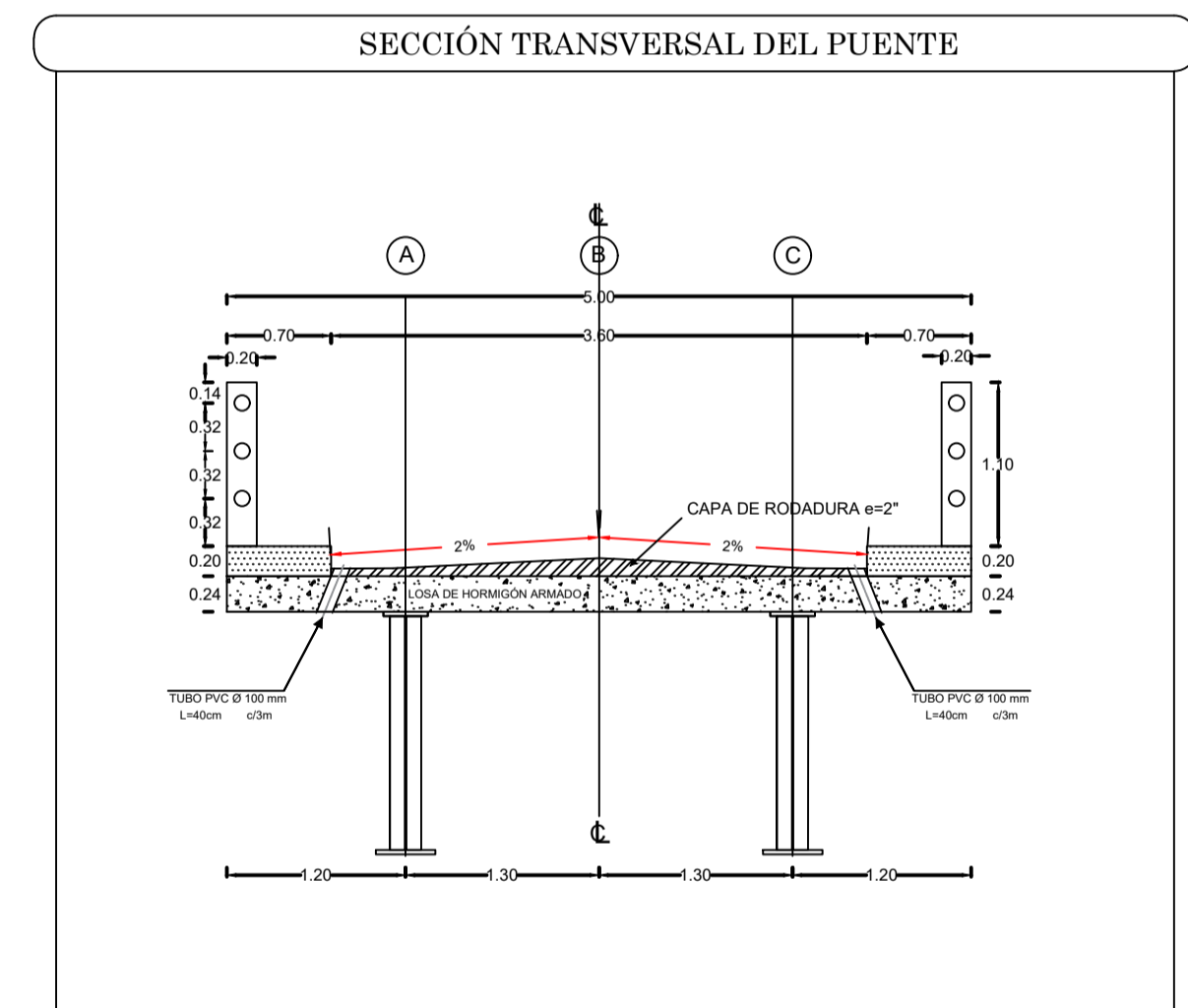
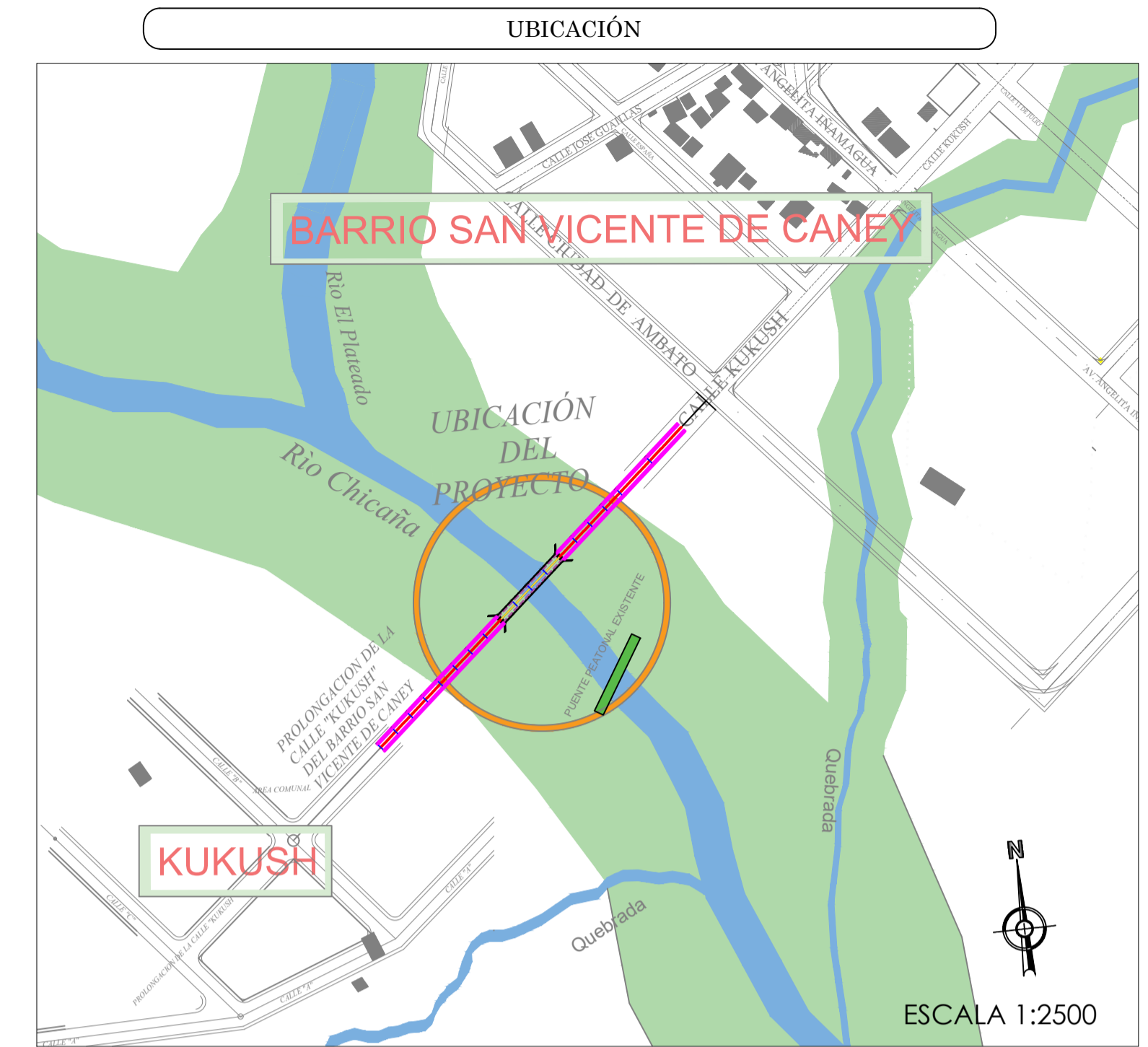
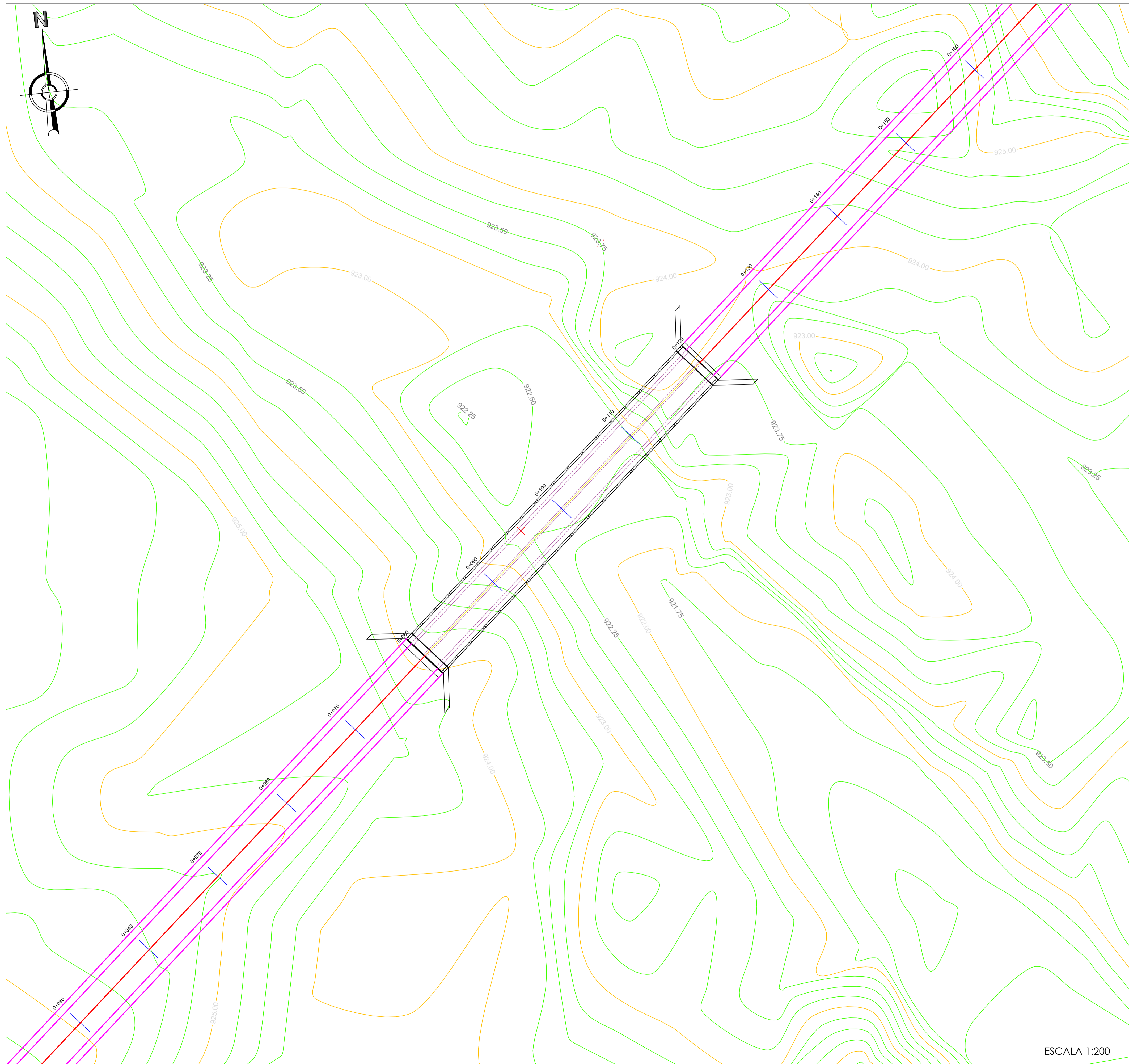
ANEXO I: PLANO TOPOGRÁFICO DEL SITIO DEL EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE.

ANEXO II: PLANO DE PERFIL Y PLANTA DEL PUENTE.

ANEXO III: PLANOS DE DISEÑO DEL PUENTE (ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA E INFRAESTRUCTURA).

**ANEXO I: PLANO TOPOGRÁFICO DEL SITIO DEL
EMPLAZAMIENTO DEL PUENTE.**

PLANTA
ESCALA: 1:-----200



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI. LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGIR POR DICHO CÓDIGO:

1. EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
2. EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA $f_y = 42000 \text{ Kg/cm}^2$
3. Los ENCUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
4. EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE 3.77 kg/m^2
5. EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93
6. CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACIÓN SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA

 **UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA**

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CAÑEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

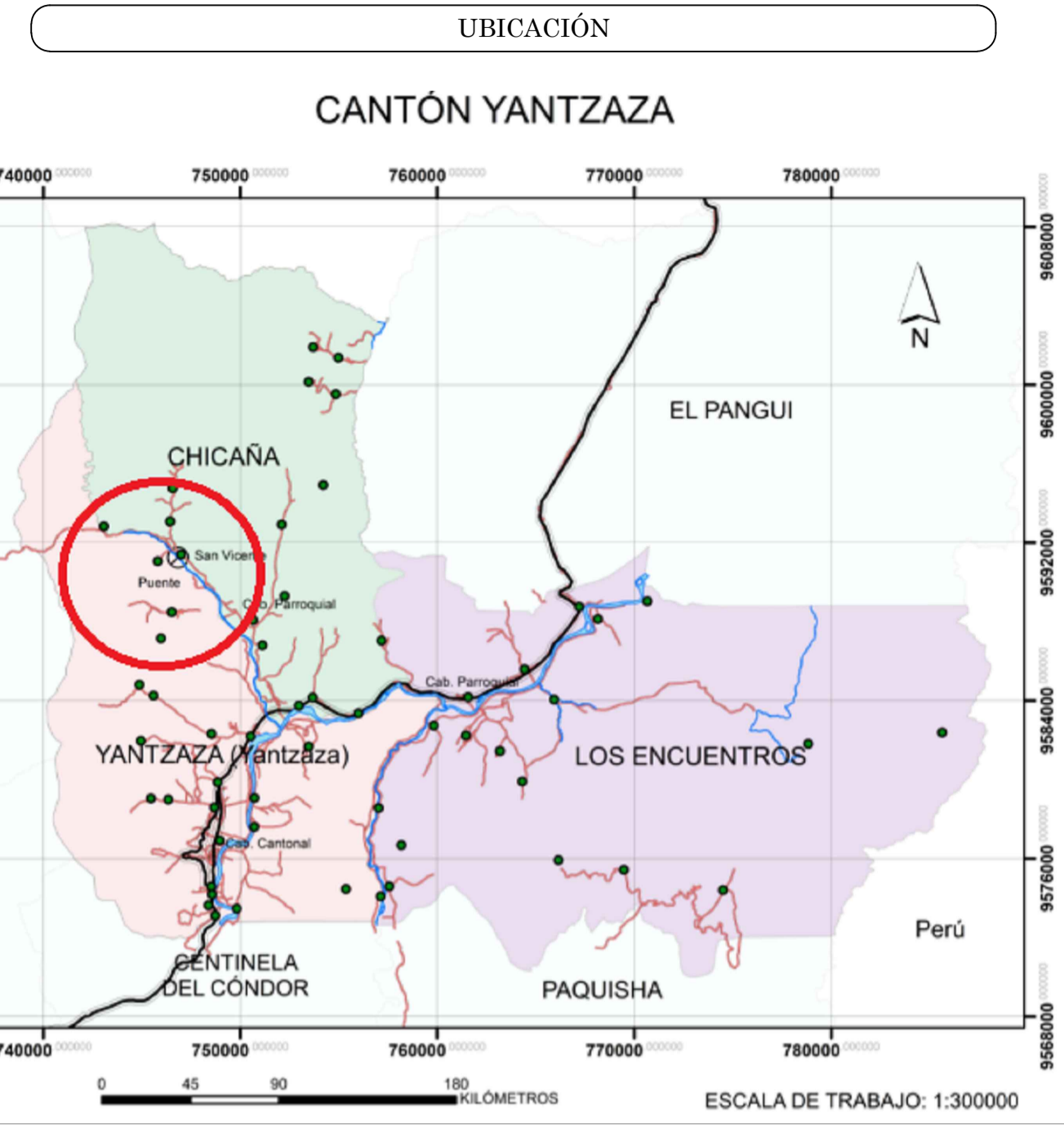
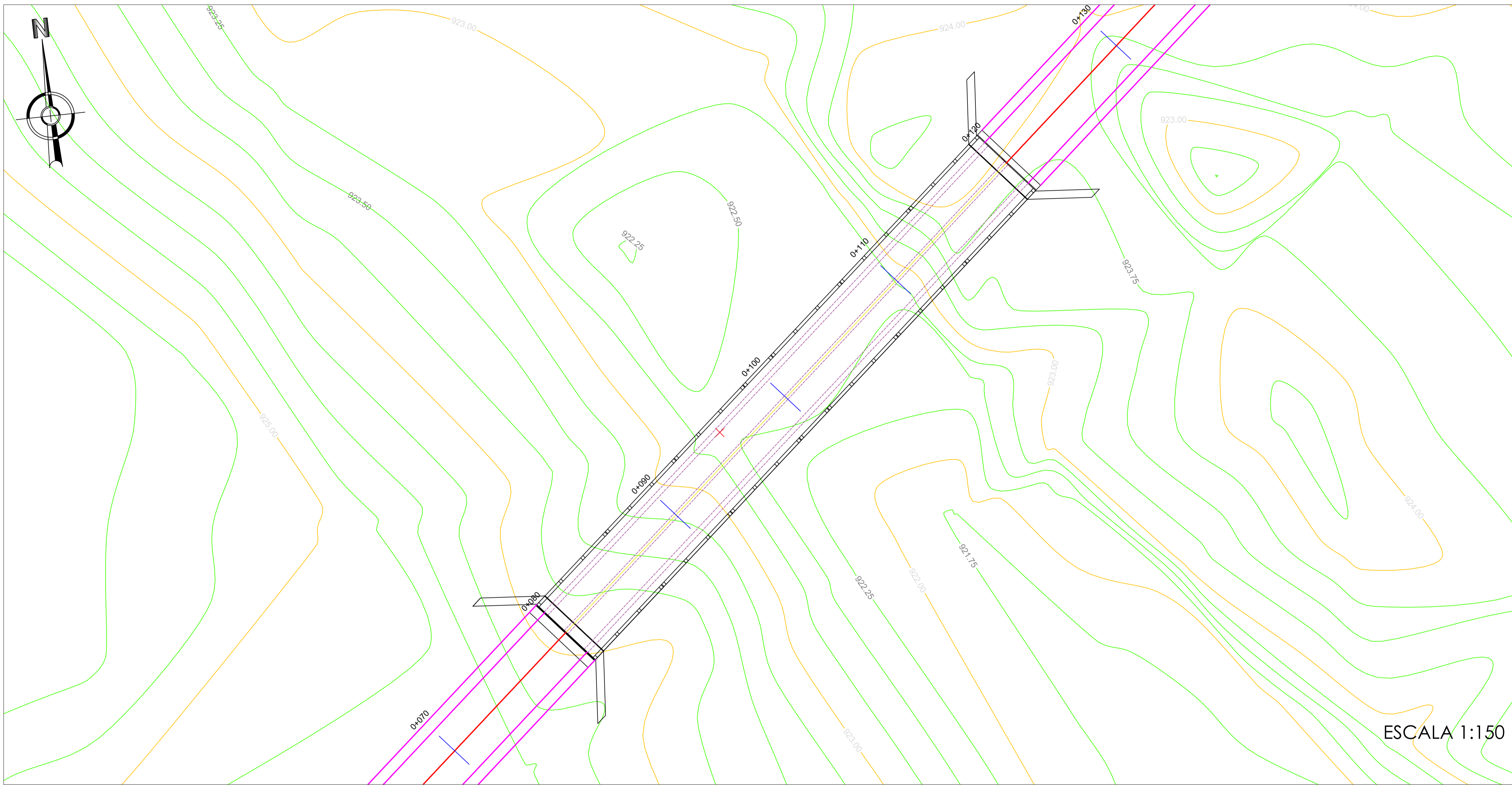
REVISIÓN:	DISEÑO: EDWIN OSWALDO MENA RUEDA
Ing. Civ. Juan Maldonado Noboa, M.I. Director de Tesis	FECHA: Enero, 2020
	Nº LAMINA: 1/7

CONTIENE: TOPOGRAFÍA, IMPLANTACIÓN DE ESTRUCTURA

ESCALA 1:200

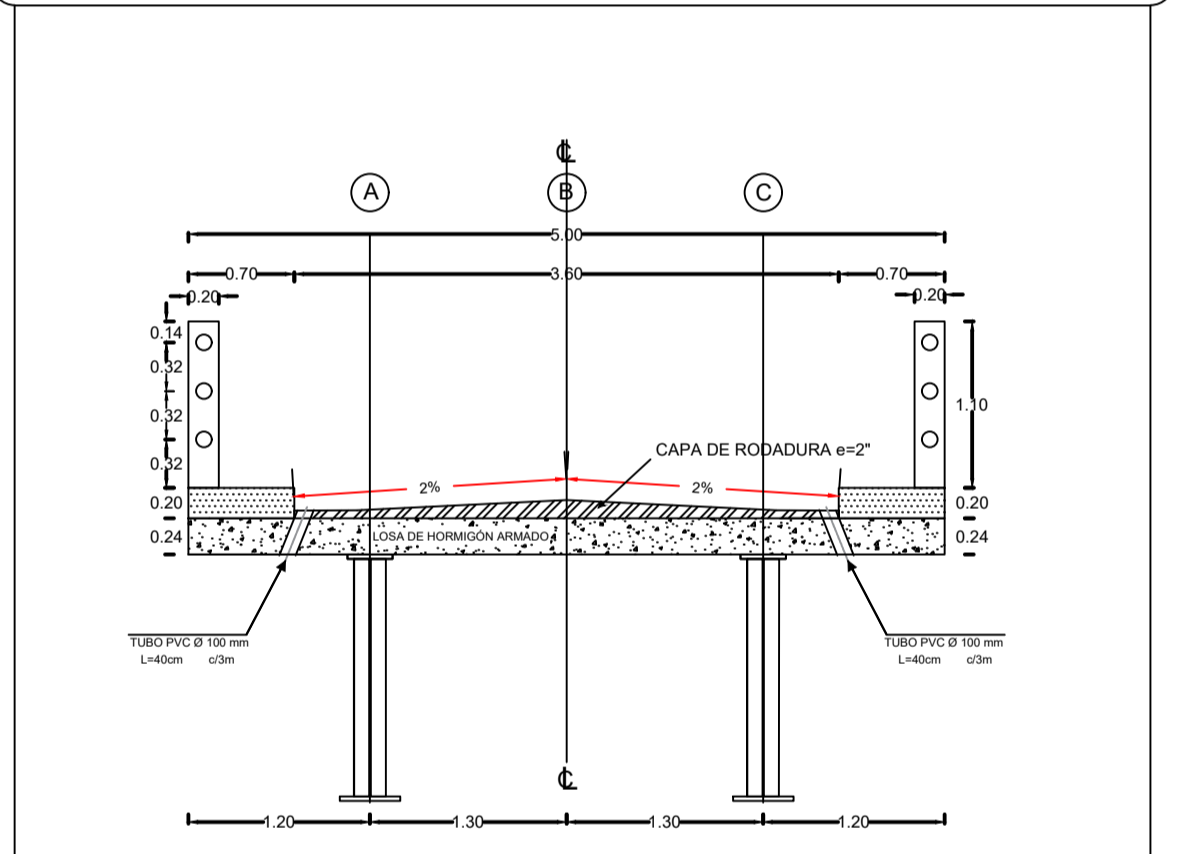
ANEXO II: PLANO DE PERFIL Y PLANTA DEL PUENTE.

PLANTA
ESCALA: 1-----150



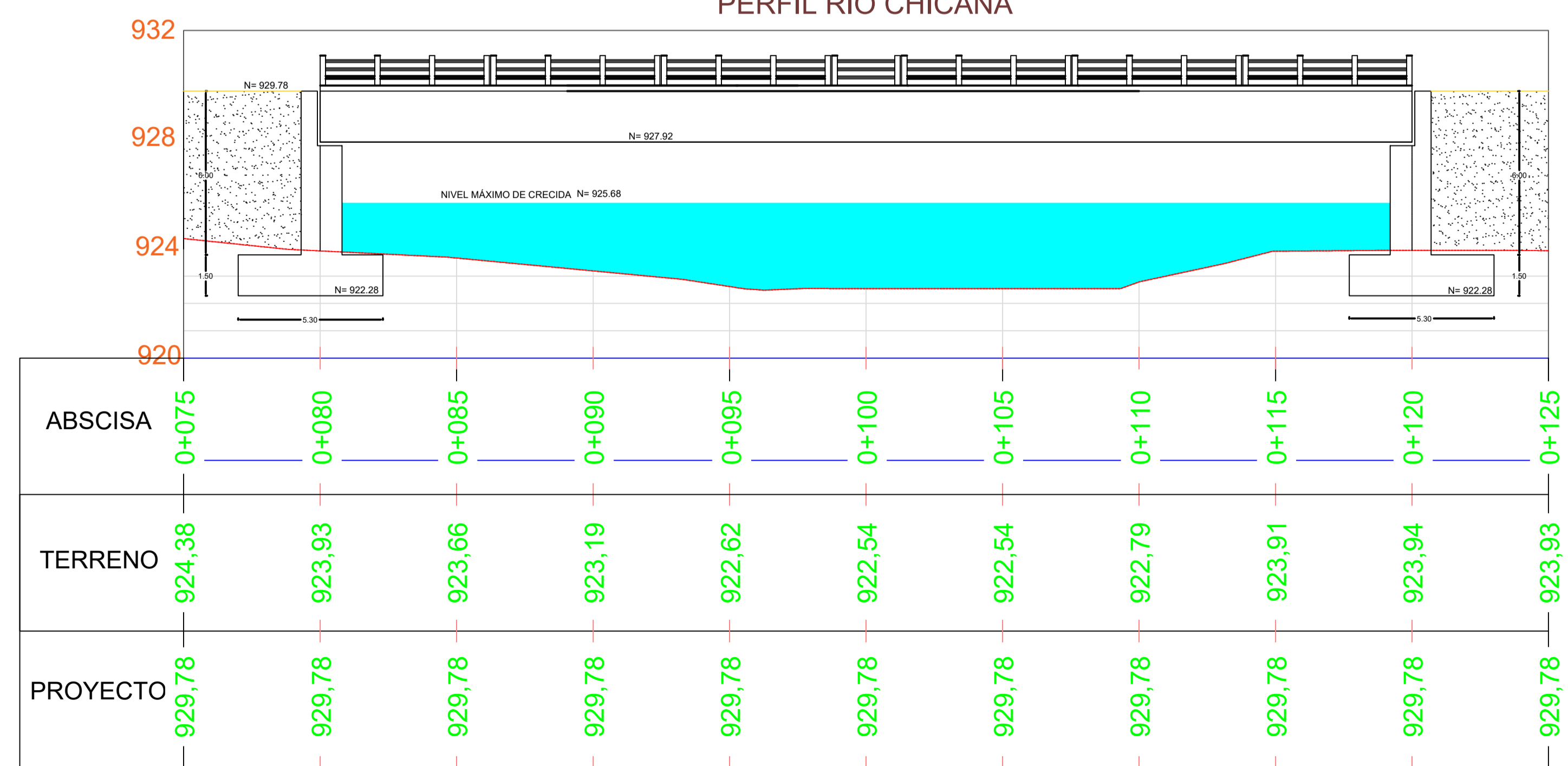
ESCALA 1:150

SECCIÓN TRANSVERSAL DEL PUENTE



PERFIL RIO CHICAÑA

ELEVACIÓN
ESCALA: 1-----150



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

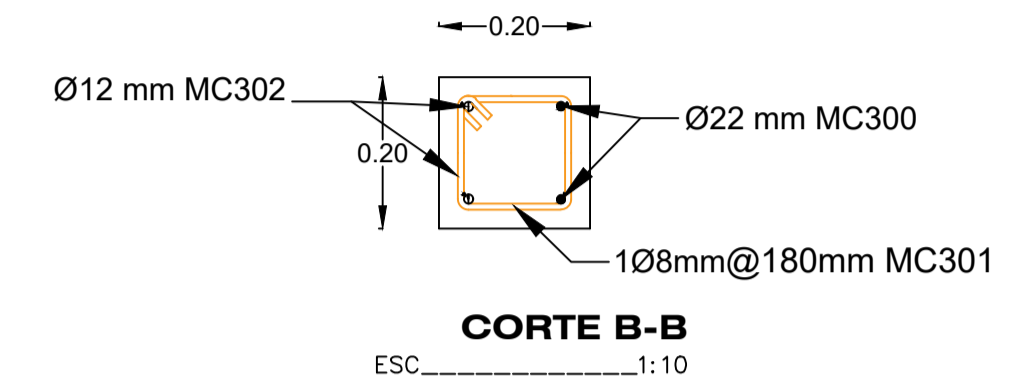
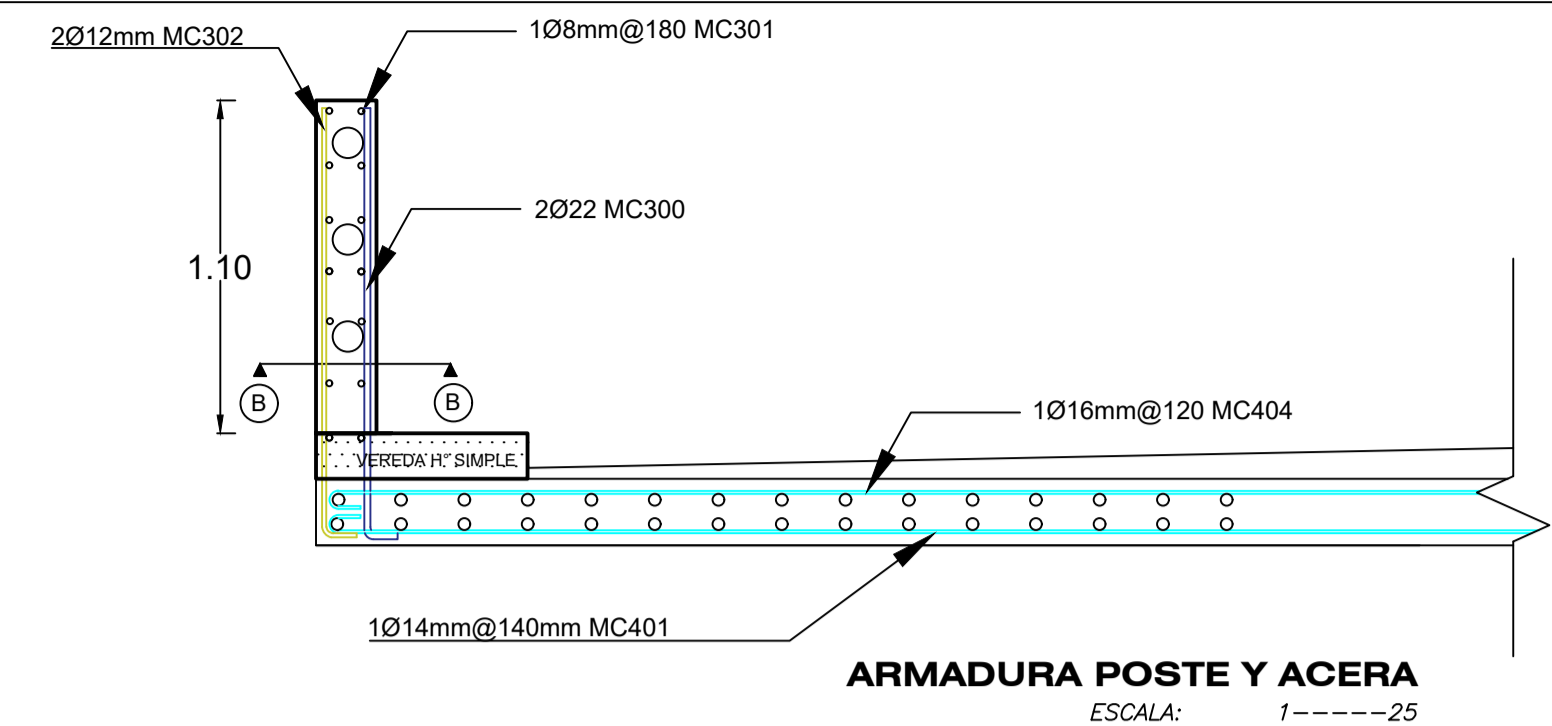
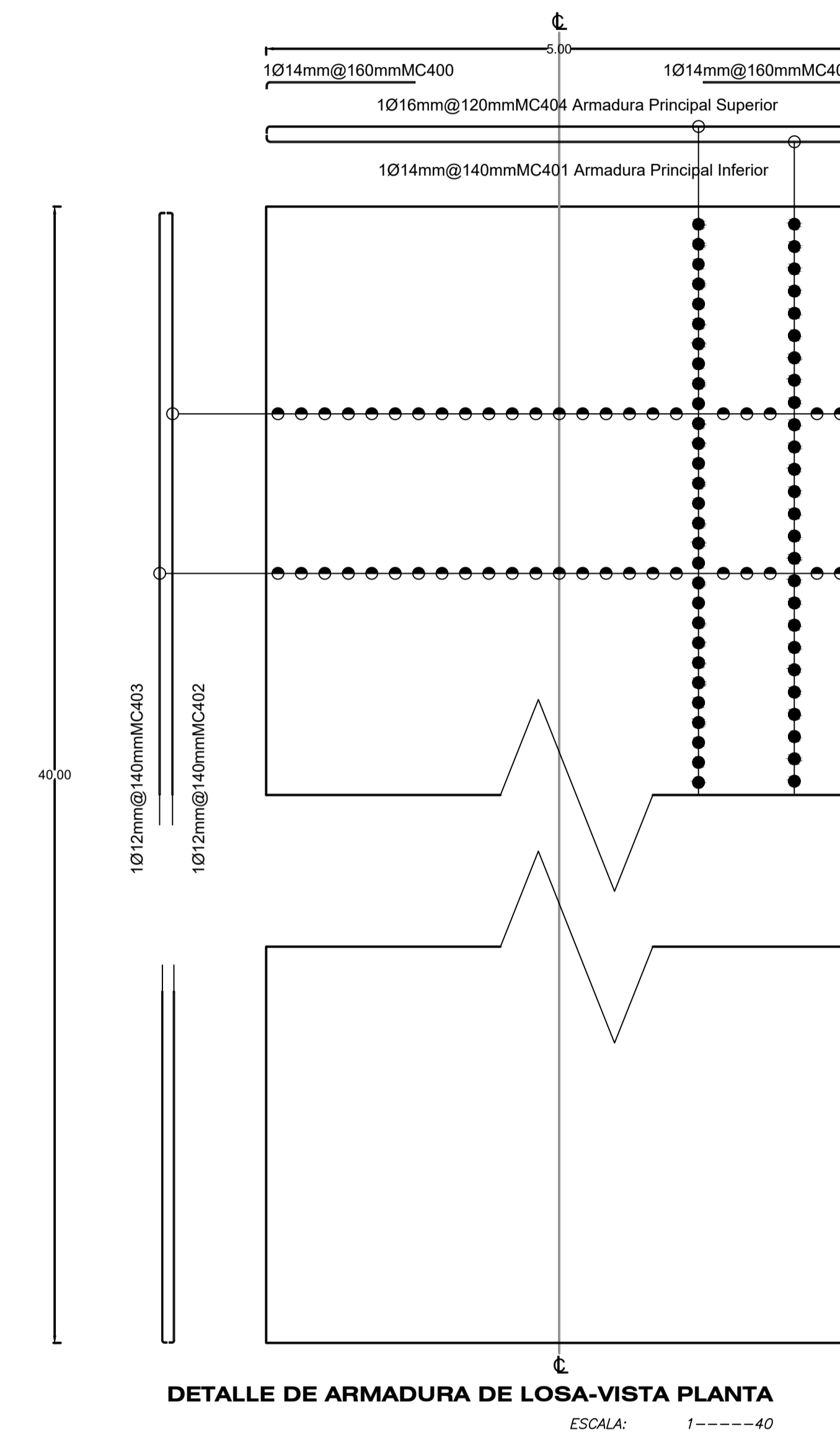
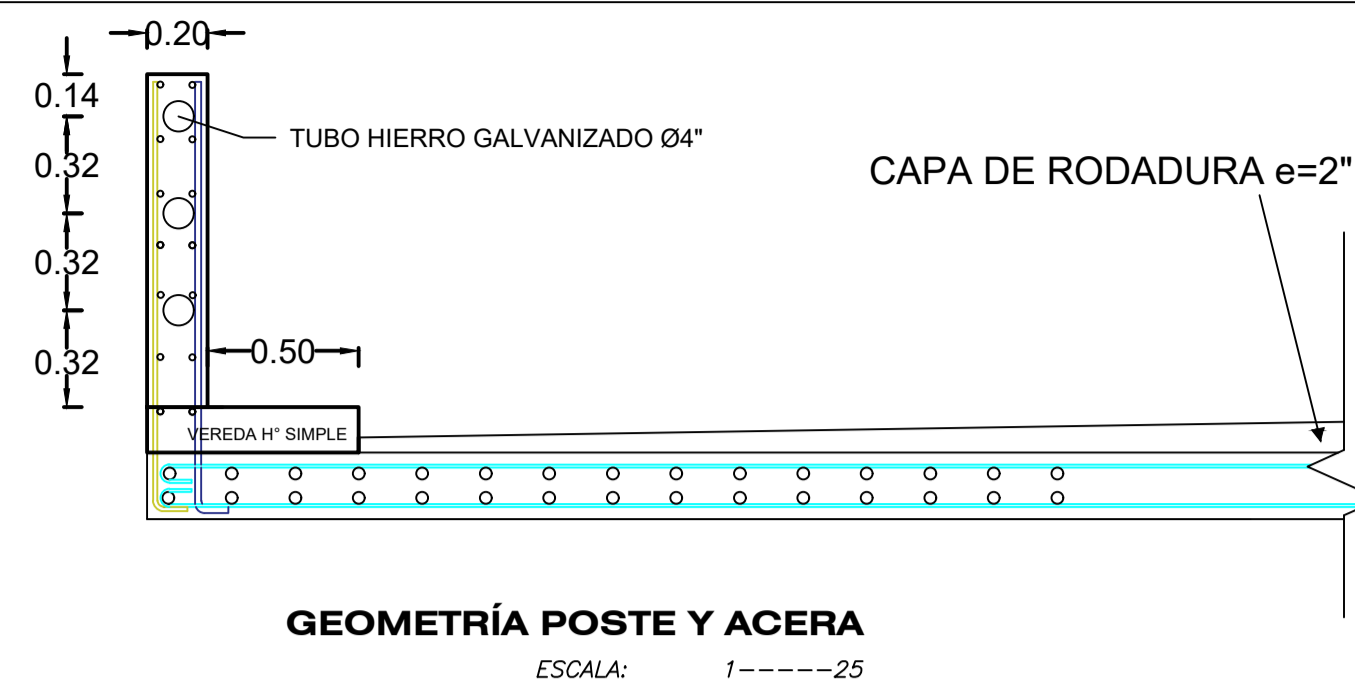
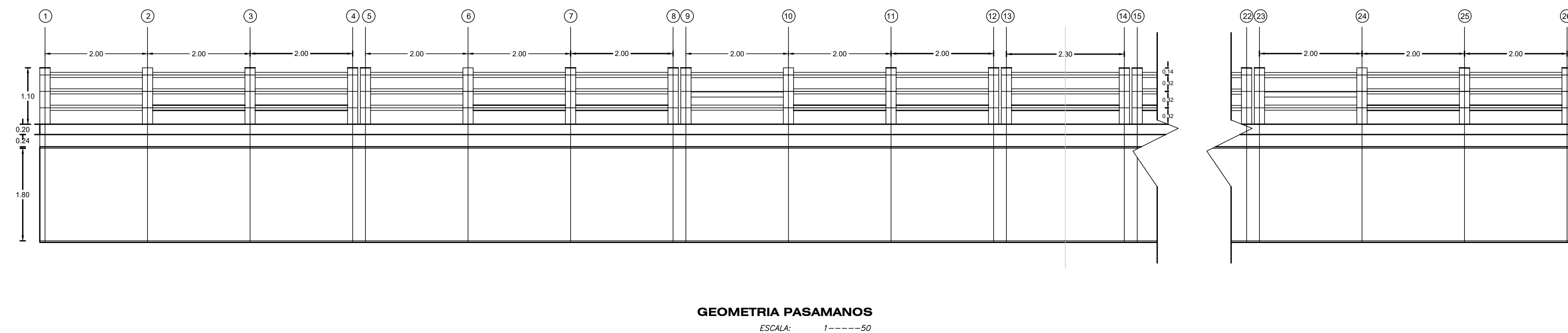
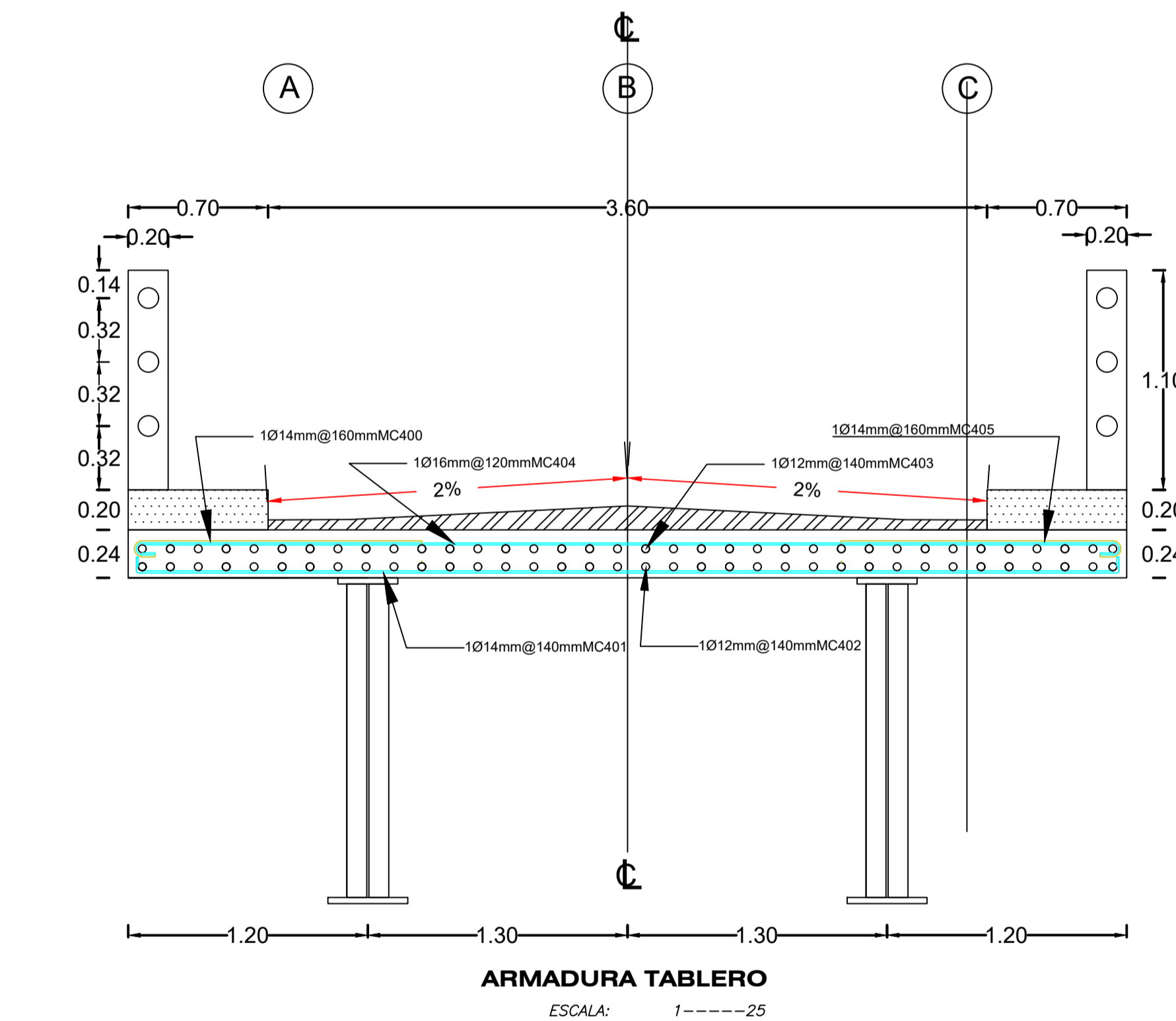
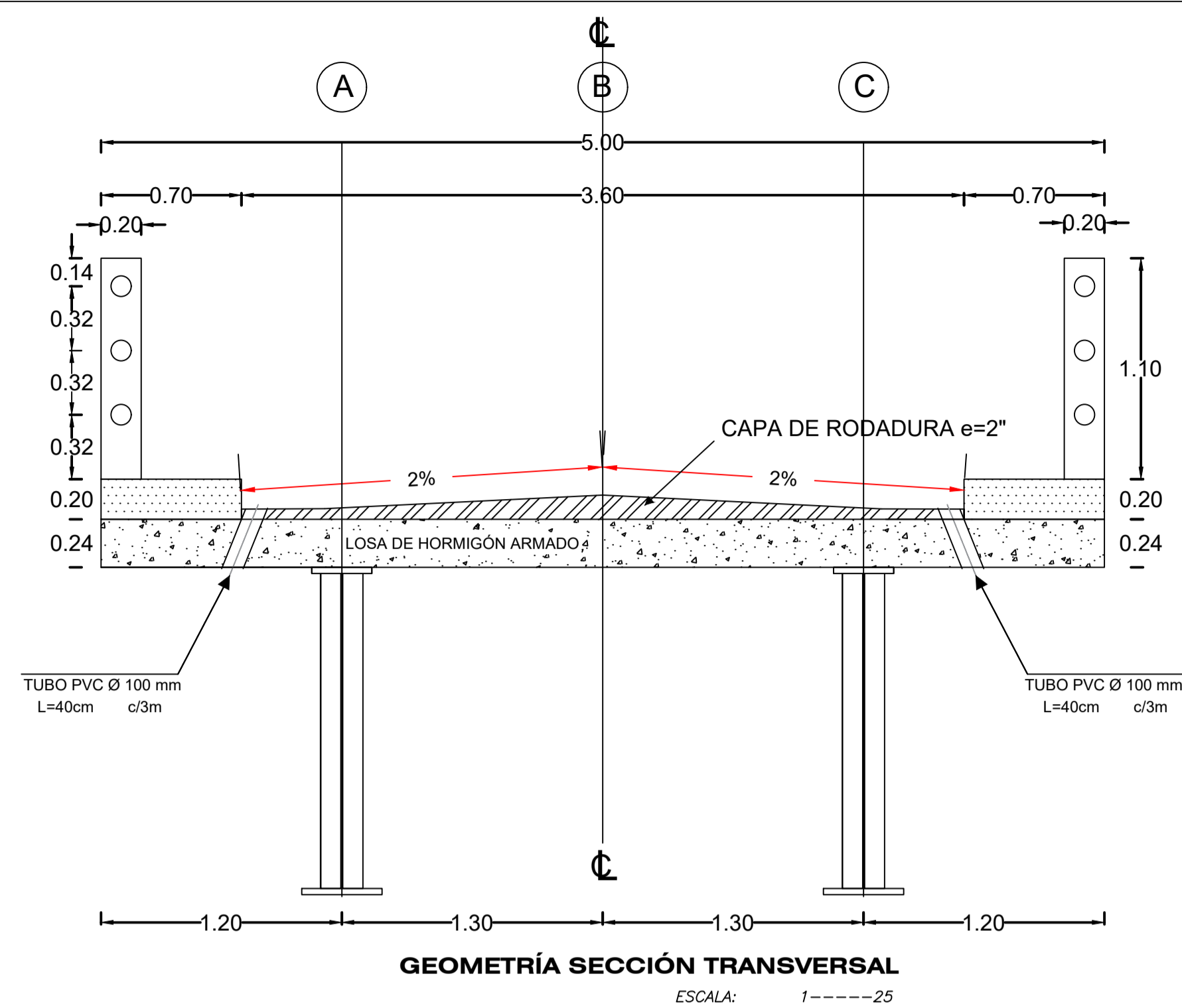
- EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI. LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGIR POR DICHO CÓDIGO:
- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - LOS ENCUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
 - EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE $3,77 \text{ kg/cm}^2$
 - EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93
 - CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACIÓN SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA
CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CAÑEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

REVISIÓN:	DISEÑO: EDWIN OSWALDO MENA RUEDA
Ing. Civ. Juan Maldonado Noboa, M.I. Director de Tesis	FECHA: Enero, 2020
	Nº LAMINA: 2/7

CONTIENE: SECCIÓN TRANSVERSAL, TOPOGRAFÍA

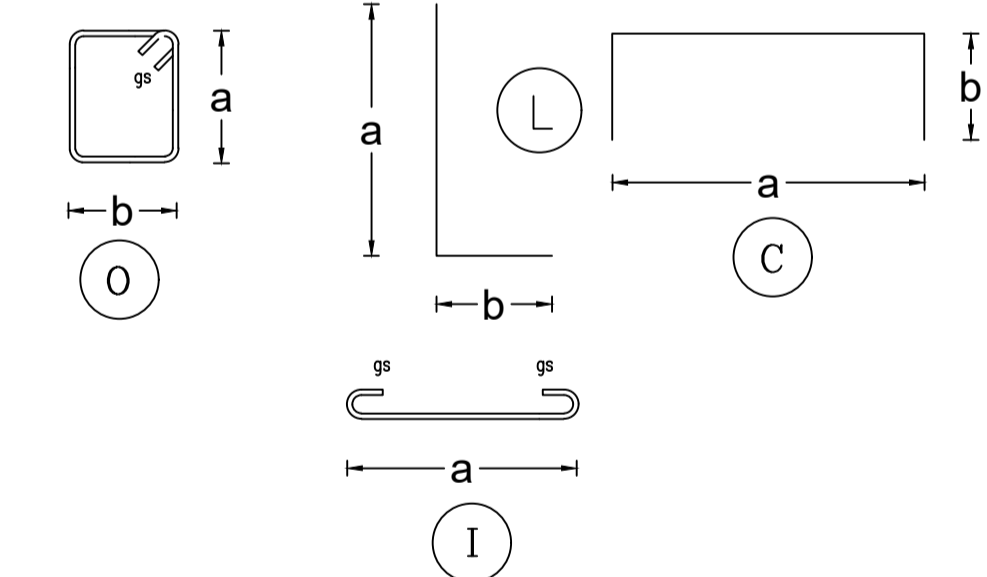
**ANEXO I: PLANOS DE DISEÑO DEL PUENTE
(ELEMENTOS DE LA SUPERESTRUCTURA E
INFRAESTRUCTURA).**



PLANILLA DE HIERROS											
Mc	TIPO	#	Ø (mm)	a (m)	b (m)	c (m)	gs (m)	Longitud (m)	Long. Total (m)	Peso (kg/m)	Peso Total (kg)
LOSA											
400	L	251	14	1.4	0.07	****	****	1.47	368.97	1.208	445.72
401	C	287	14	4.9	0.06	****	****	4.96	1423.52	1.208	1719.61
402	C	37	12	43	0.06	****	****	43.06	1593.22	0.888	1414.78
403	C	37	12	43	0.06	****	****	43.06	1593.22	0.888	1414.78
404	C	335	16	4.9	0.07	****	****	4.97	1664.95	1.578	2627.29
405	L	26	14	1.4	0.07	****	****	1.47	38.22	1.208	46.17
TOTAL											
7668.35											
PROTECCIONES LATERALES											
300	L	108	22	1.4	0.1	****	****	1.5	162	2.984	483.41
301	O	378	8	0.64	0.15	****	****	0.79	298.62	1.208	360.73
302	L	108	12	1.4	0.1	****	****	1.5	162	0.888	143.86
TOTAL											
988.00											

RESUMEN DE HIERROS			
D (mm)	LONG (m)	PESO (kg)	# VAR (12m)
8	298.62	360.73	25
12	3348.44	2973.41	279
14	1830.71	2211.50	153
16	1664.95	2627.29	139
22	162	483.41	14
TOTAL		8656.34	

TIPOS DE HIERRO



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

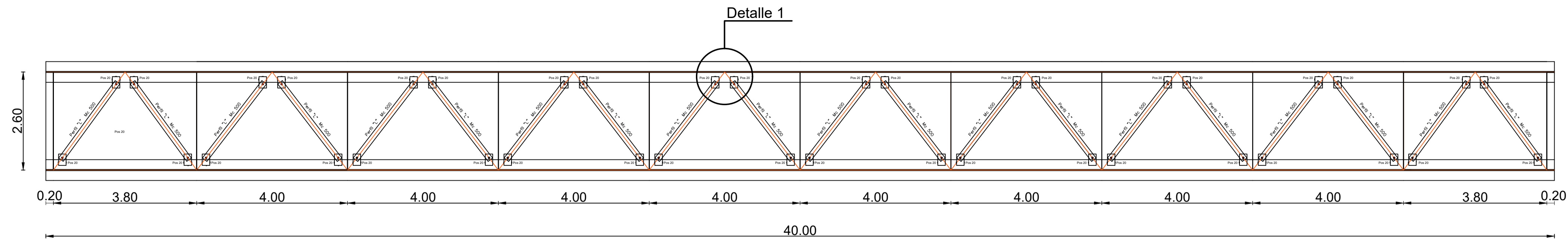
- EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI. LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGIR POR DICHO CÓDIGO:
- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS $f_c = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - LOS RECUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
 - EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE 3.77 q/m^2
 - EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93
 - CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACIÓN SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA

UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

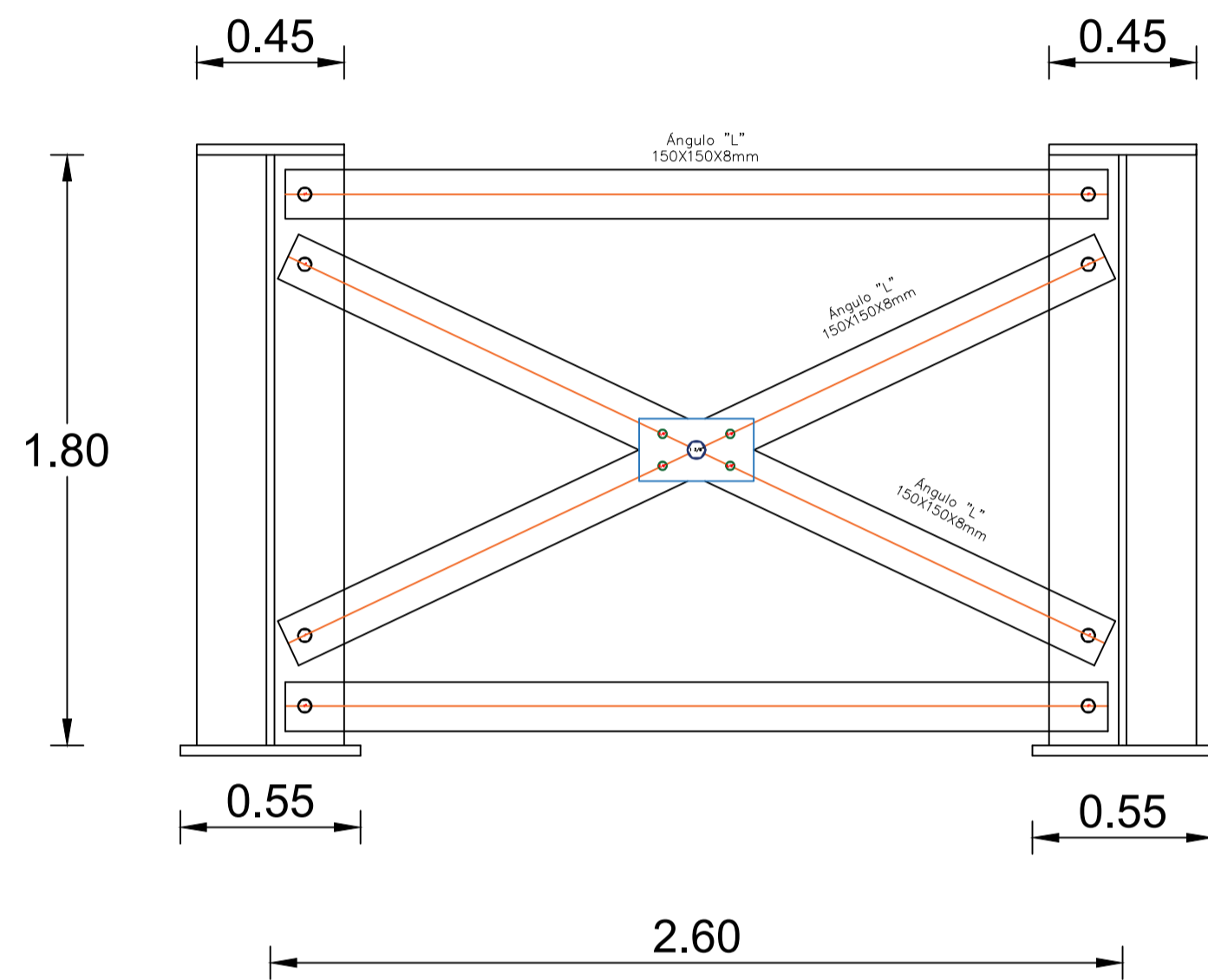
CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CAÑEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

REVISIÓN:	DISEÑO: EDWIN OSWALDO MENA RUEDA
Ing. Civ. Juan Maldonado Noboa, M.I. Director de Tesis	FECHA: Enero, 2020
	N° LAMINA: 3/7

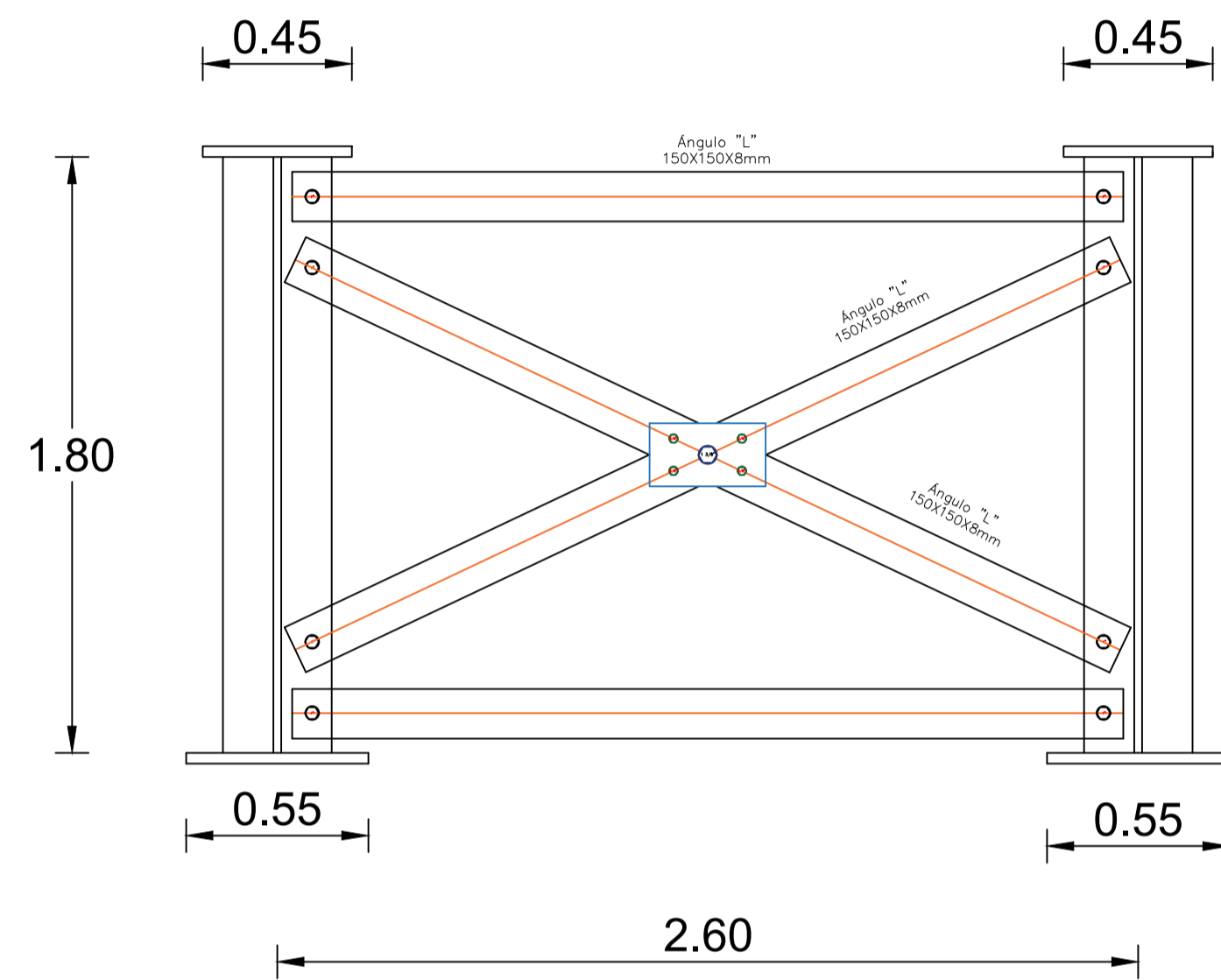
CONTIENE: TABLERO, POSTES, PASAMANOS, ACERAS, LOSA Y RESUMEN DE MATERIALES



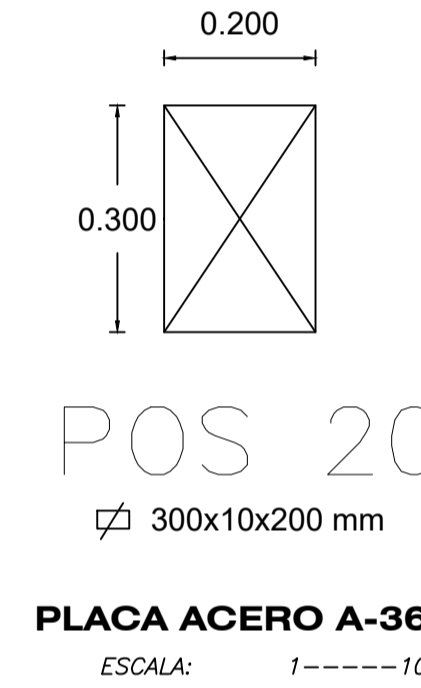
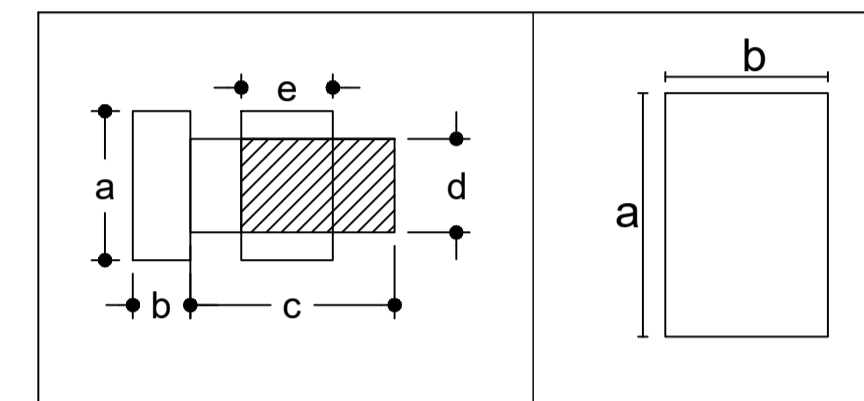
ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR
ESCALA: 1-----75



DETALLE DEL DIAFRAGMA VERTICAL CON EL RIGIDIZADOR TRANSVERSAL DE APOYO
ESCALA: 1-----20



DETALLE DEL DIAFRAGMA VERTICAL CON EL RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO
ESCALA: 1-----20



PLACA ACERO A-36
ESCALA: 1-----10

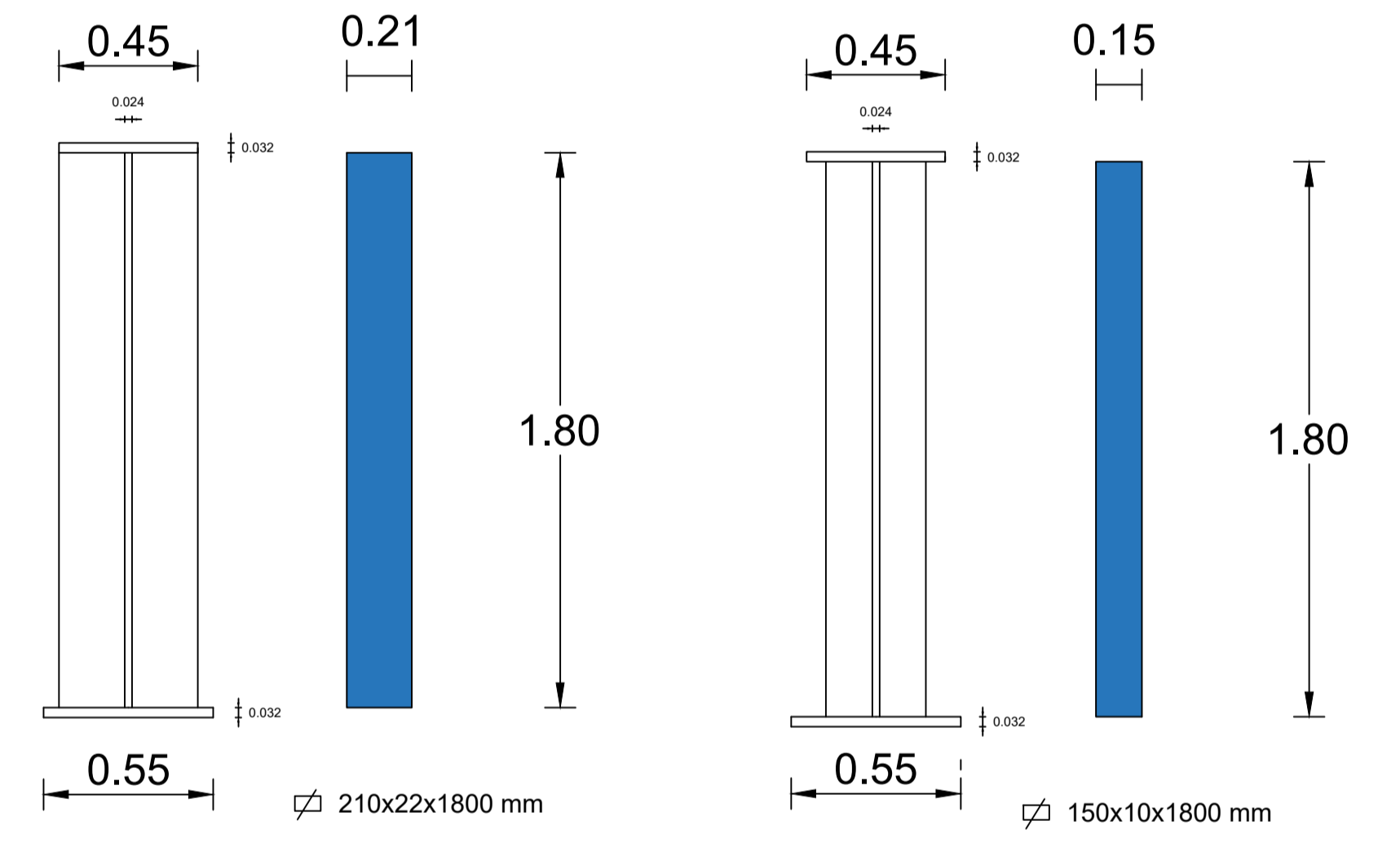
PLANILLA DE ACERO ESTRUCTURAL										
VIGAS - ACERO A-588										
MC	GEOMETRIA	N°	DIMENSIONES			VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO (Kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c					
500	RECTANGULAR	16	4,000	0,032	0,450	0,0576	0,9216	7850	7234,56	PATIN SUPERIOR
501	RECTANGULAR	4	3,800	0,032	0,450	0,0547	0,2189	7850	1718,21	PATIN SUPERIOR
502	RECTANGULAR	4	0,200	0,032	0,450	0,0029	0,0115	7850	90,43	PATIN SUPERIOR
503	RECTANGULAR	16	4,000	1,940	0,029	0,2250	3,6006	7850	28265,02	ALMA
504	RECTANGULAR	4	3,800	1,940	0,029	0,2138	0,8552	7850	6712,94	ALMA
505	RECTANGULAR	4	0,200	1,940	0,029	0,0113	0,0450	7850	353,31	ALMA
506	RECTANGULAR	16	4,000	0,032	0,550	0,0704	1,1264	7850	8842,24	PATIN INFERIOR
507	RECTANGULAR	4	3,800	0,032	0,550	0,0669	0,2675	7850	2100,03	PATIN INFERIOR
508	RECTANGULAR	4	0,200	0,032	0,550	0,0035	0,0141	7850	110,53	PATIN INFERIOR
								TOTAL	55427,28	

RIGIDIZADORES TRANSVERSALES										
MC	GEOMETRIA	N°	DIMENSIONES			VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO (Kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c					
509	RECTANGULAR	8	1,940	0,150	0,022	0,0064	0,0512	7850	402,05	DE APOYO
510	RECTANGULAR	62	1,940	0,210	0,010	0,0041	0,2526	7850	1982,82	INTERMEDIO
								TOTAL	2384,86	

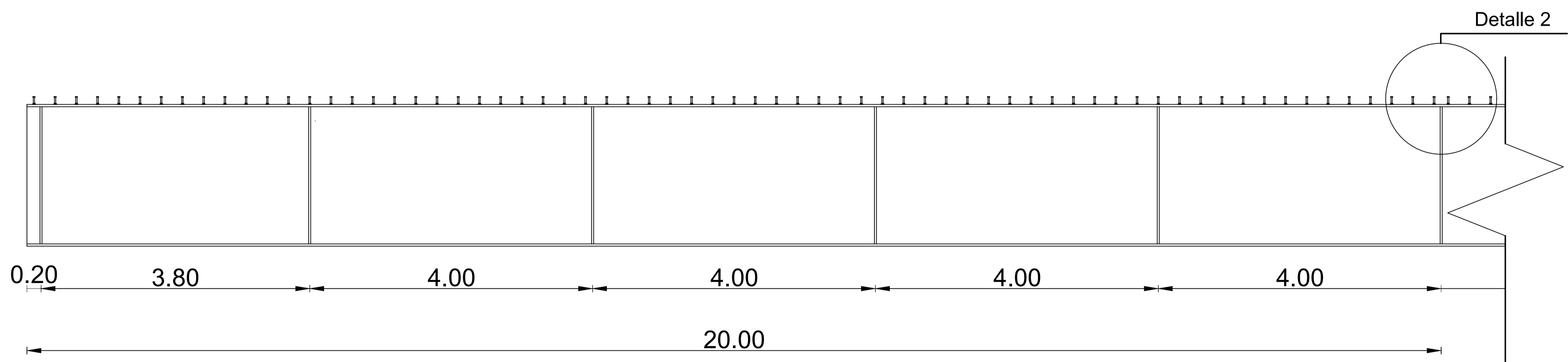
PLACAS - ACERO A-36										
MC	GEOMETRIA	N°	DIMENSIONES			VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO TOTAL (Kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c					
511	RECTANGULAR	40	0,300	0,200	0,010	0,0006	0,0240	7850	188,40	POS 20

CONECTORES DE CORTE - ACERO A-572				
MC	NÚMERO	GEOMETRIA	PESO UNITARIO (Kg)	PESO TOTAL (Kg)
512	276	NS 750/400	0,2908	80,26

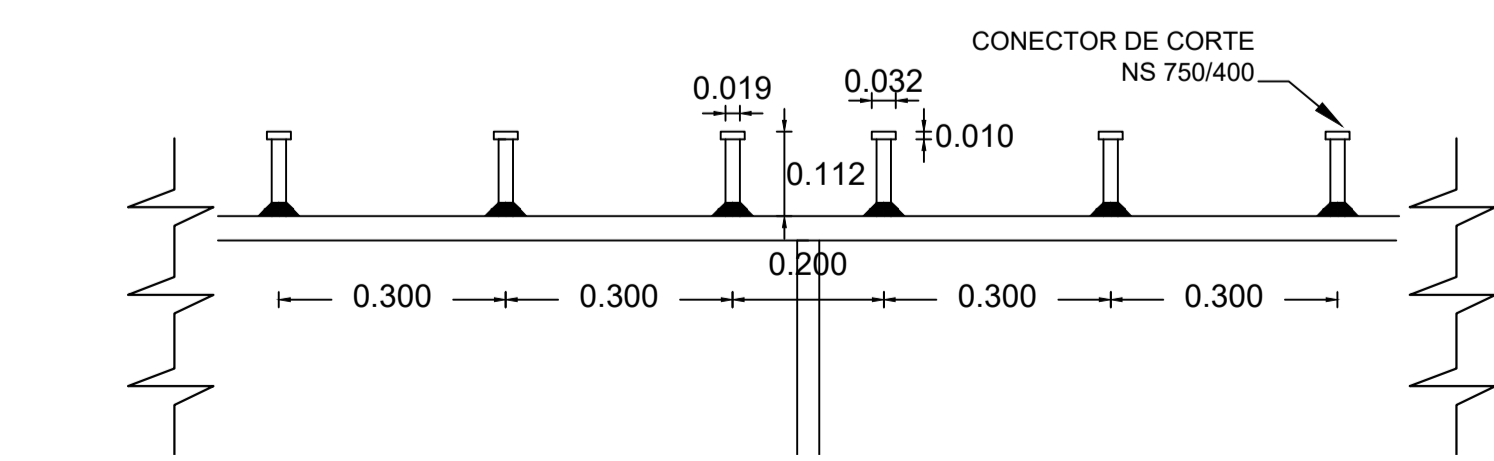
PERNOS - ACERO A-490												
MC	TIPO	N°	DIMENSIONES					VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m3)	PESO TOTAL (Kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c	d	e					
513	1	40	0,04128	0,01548	0,06245	0,0254	0,02500	0,0000731525	0,002926102	7850	22,97	D = 2,54 cm



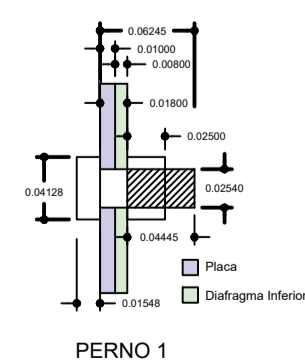
RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO ESCALA: 1-----20
RIGIDIZADOR TRANSVERSAL DE APOYO ESCALA: 1-----20



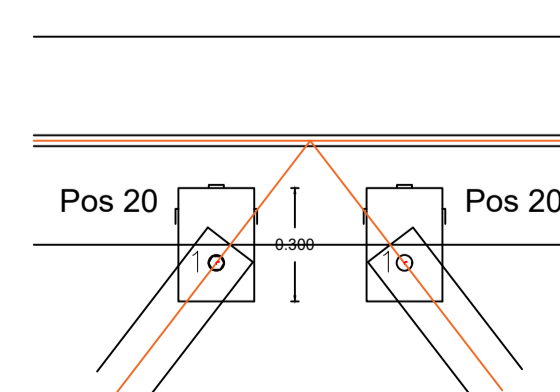
ARMADO: CONECTORES DE CORTE
ESCALA: 1-----40



DETALLE 2
ESCALA: 1-----10



DETALLE DE CONEXIÓN
ESCALA: 1-----10



DETALLE 1
ESCALA: 1-----20

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI. LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGISTRAR POR DICHO CÓDIGO:

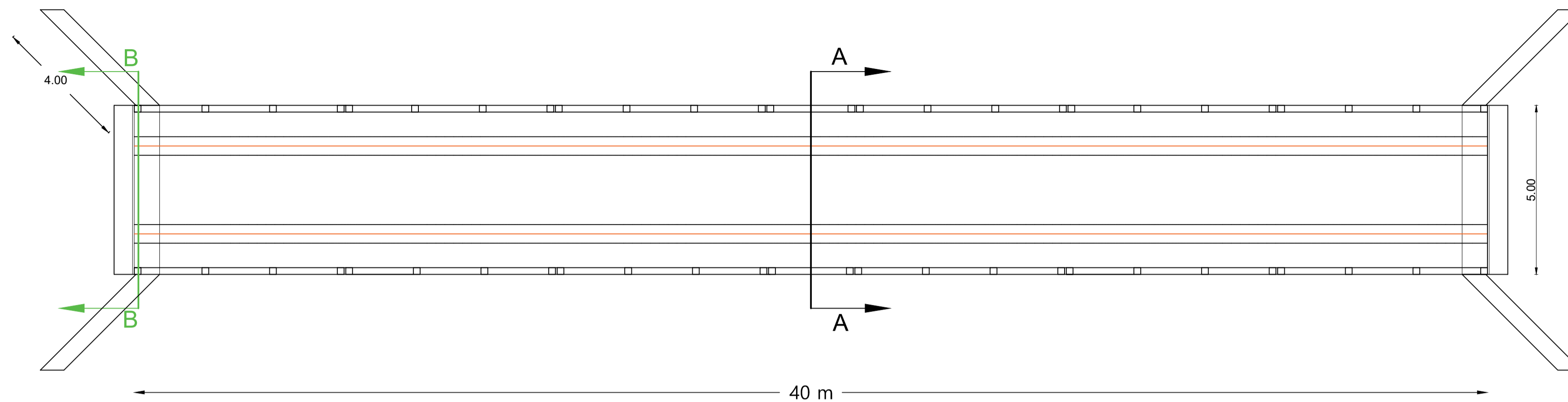
- ACERO ESTRUCTURAL A - 588 (VIGAS METÁLICAS).
- ACERO ESTRUCTURAL A - 36 (RIGIDIZADOR (APOYO), RIGIDIZADOR (INTERMEDIO), ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)).
- CONECTORES DE CORTE (NS 750/400).
- PERNOS (A 490 (CABEZA HEXAGONAL)).

Universidad Católica de Cuenca
UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CAÑEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

REVISIÓN:	DISEÑO: EDWIN OSWALDO MENA RUEDA
Ing. Civ. Juan Maldonado Noboa, M.I. Director de Tesis	FECHA: Enero, 2020
	N° LAMINA: 4/7

CONTIENE: VIGAS METÁLICAS, RIGIDIZADORES TRANSVERSALES, DIAFRAGMAS VERTICALES Y DIAGONALES INFERIORES.

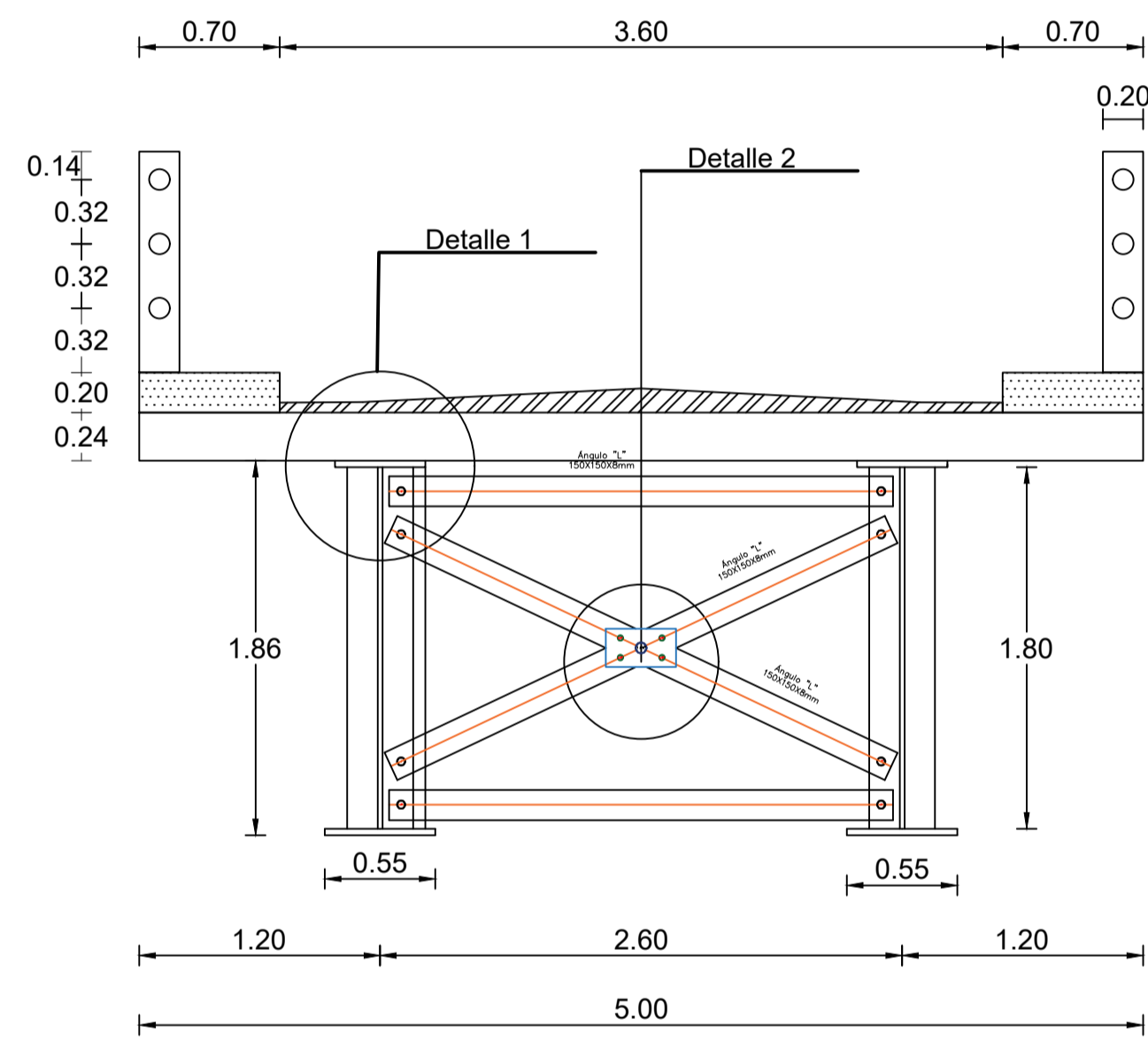


PLANTA
ESCALA: 1---100

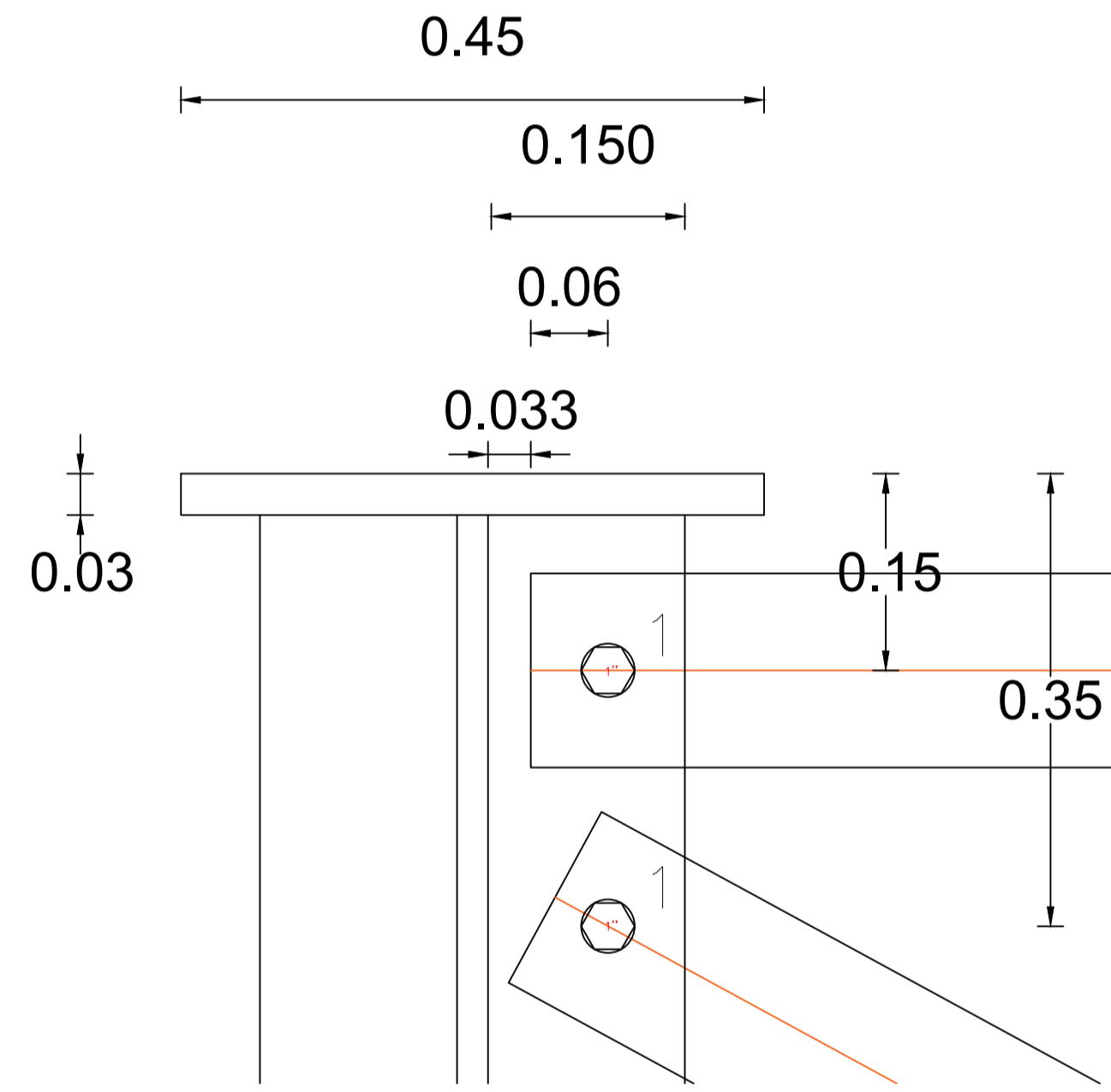
PERNOS - ACERO A-490												
MC	TIPO	N°	DIMENSIONES					VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m³)	PESO (Kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c	d	e					
514	1	72	0,04128	0,01548	0,06245	0,0254	0,02500	0,0000731525	0,005266983	7850	41,35	D = 2,54 cm
515	2	44	0,02669	0,00992	0,05775	0,01588	0,01865	0,000237285	0,001044053	7850	8,20	D = 1,58 cm
516	3	11	0,0556	0,02143	0,08315	0,03413	0,03413	0,0001797441	0,001977185	7850	15,52	D = 3,49 cm
517	4	16	0,04128	0,01548	0,07445	0,0254	0,02500	0,0000792330	0,001267729	7850	9,95	D = 2,54 cm
										TOTAL	75,01	

PLACAS - ACERO A-36										
MC	GEOMETRIA	N°	DIMENSIONES			VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m³)	PESO TOTAL (Kg)	OBSERVACIONES
			a	b	c					
518	RECTANGULAR	11	0,191	0,350	0,010	0,0007		7850	57,72	POS 21

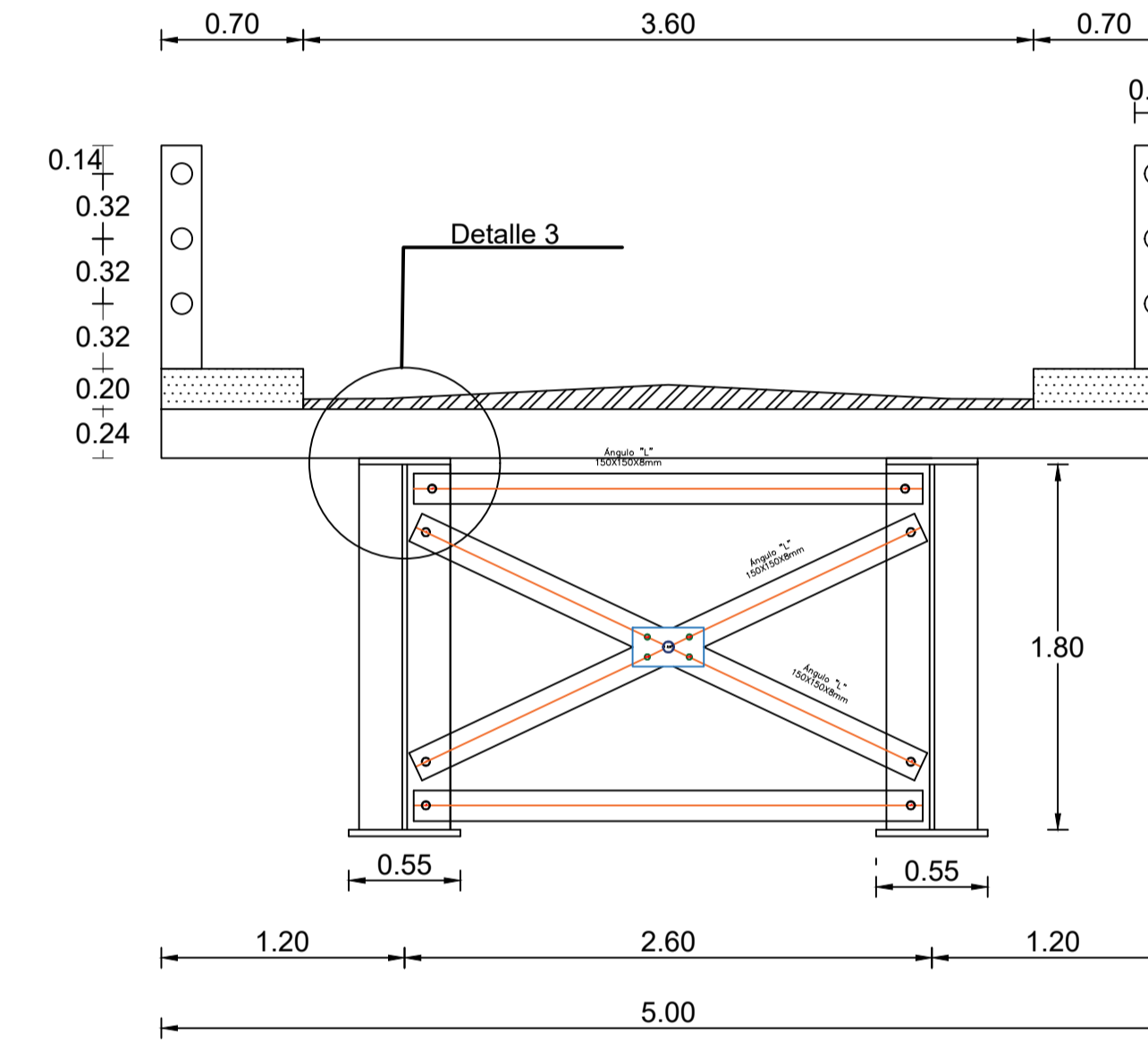
PERFIL (ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR - DIAFRAGMAS) - ACERO A-36											
MC	TIPO	N°	DIMENSIONES				VOLUMEN PARCIAL	VOLUMEN TOTAL	DENSIDAD DEL ACERO (Kg/m³)	PESO (Kg)	OBSERVACIONES
			A	e	L	SECCIÓN TRANSVERSAL m²					
519	L	4	0,150	0,008	2,54	0,002295	0,0058	0,0233172	7850	183,04	ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR
520	L	16	0,150	0,008	2,586	0,002295	0,0059	0,09495792	7850	745,42	ARRIOSTRAMIENTO INFERIOR
521	L	22	0,150	0,008	2,51	0,002295	0,0058	0,1267299	7850	994,83	DIAFRAGMA VERTICAL
522	L	22	0,150	0,008	2,82	0,002295	0,0065	0,1423818	7850	1117,70	DIAFRAGMA VERTICAL
										TOTAL	3040,99



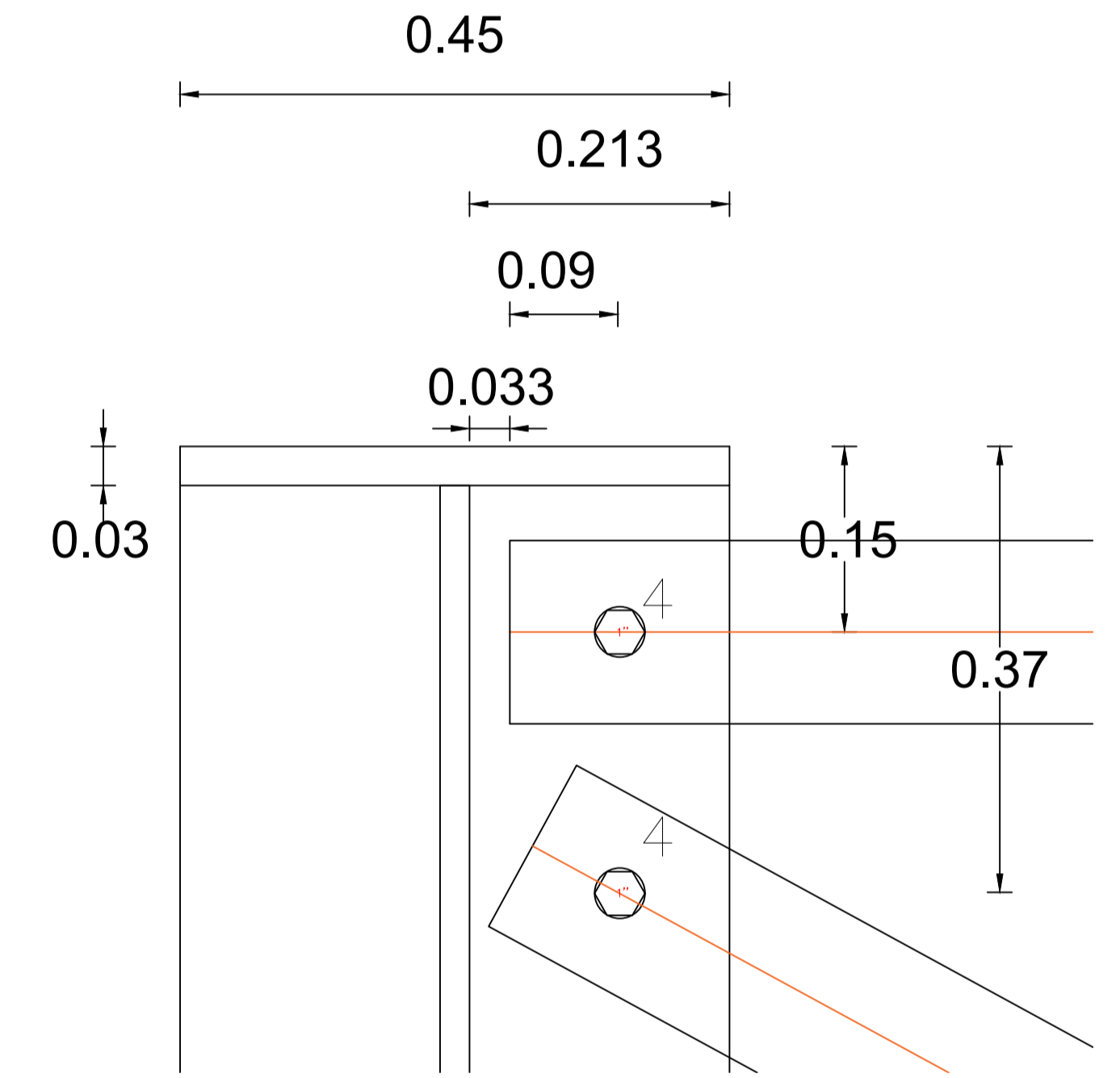
CORTE A-A
ESCALA: 1---30



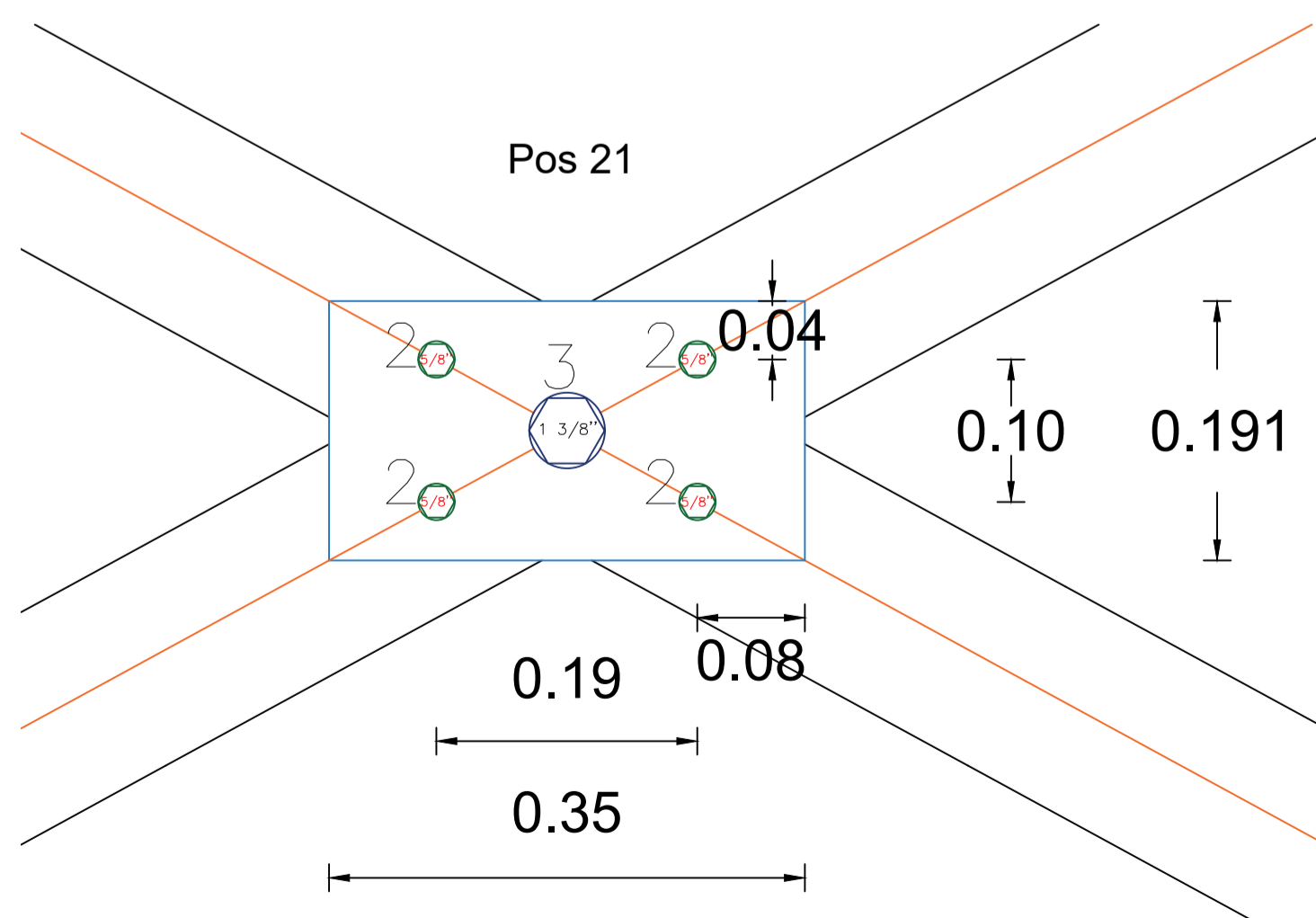
DETALLE 1
ESCALA: 1---5



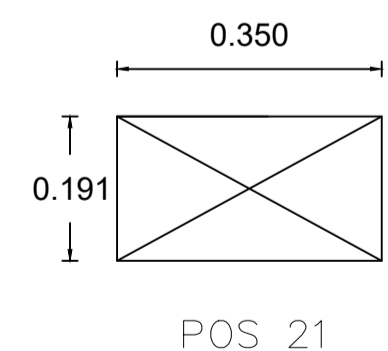
CORTE B-B
ESCALA: 1---30



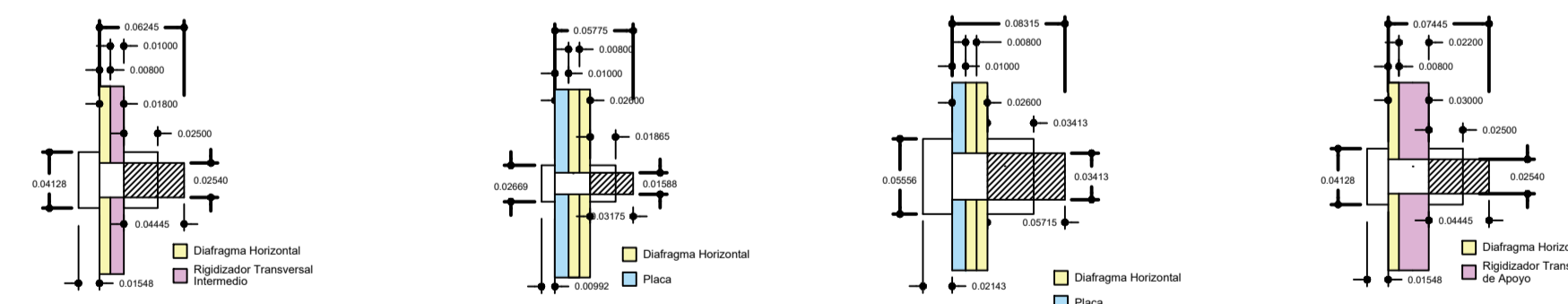
DETALLE 3
ESCALA: 1---5



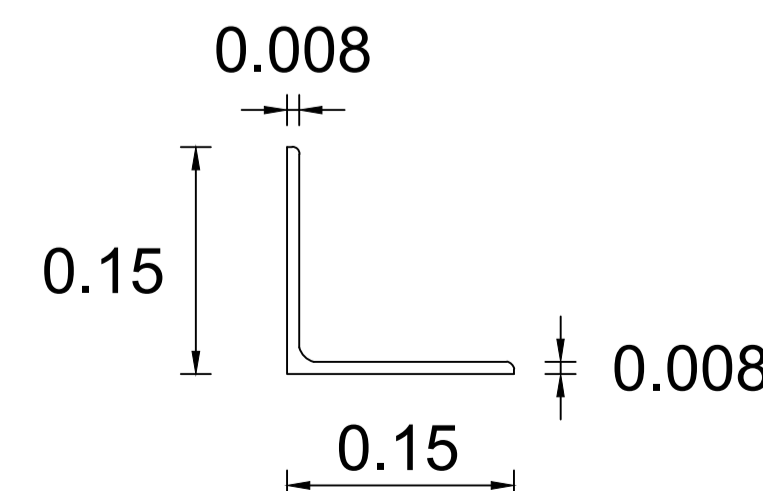
DETALLE 2
ESCALA: 1---5



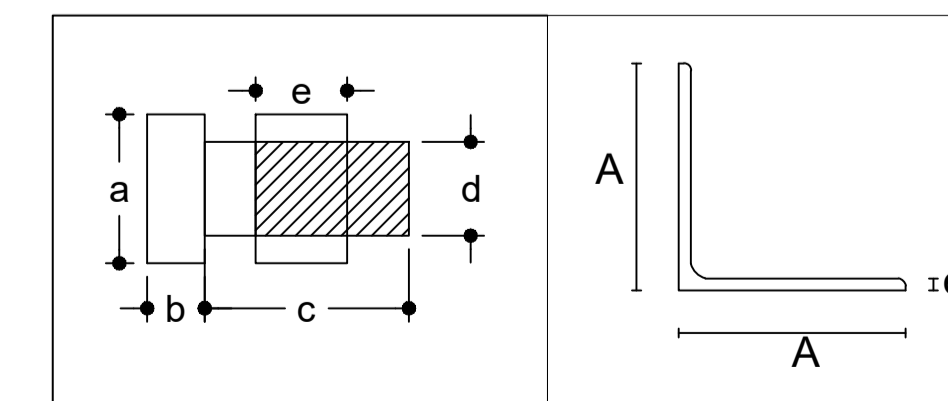
PLACA ACERO A-36
ESCALA: 1---10



DETALLE DE CONEXIÓN
ESCALA: 1---5



DETALLE DEL PERFIL L
ESCALA: 1---5



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI. LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGISTRAR POR DICHO CÓDIGO:

1. ACERO ESTRUCTURAL A - 588 (VIGAS METÁLICAS).
2. ACERO ESTRUCTURAL A - 36 (RIGIDIZADOR (APOYO), RIGIDIZADOR (INTERMEDIO), ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)).
3. CONECTORES DE CORTE (EN 750/400).
4. PERNOS (A 490 (CABEZA HEXAGONAL)).



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CAÑEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTZAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

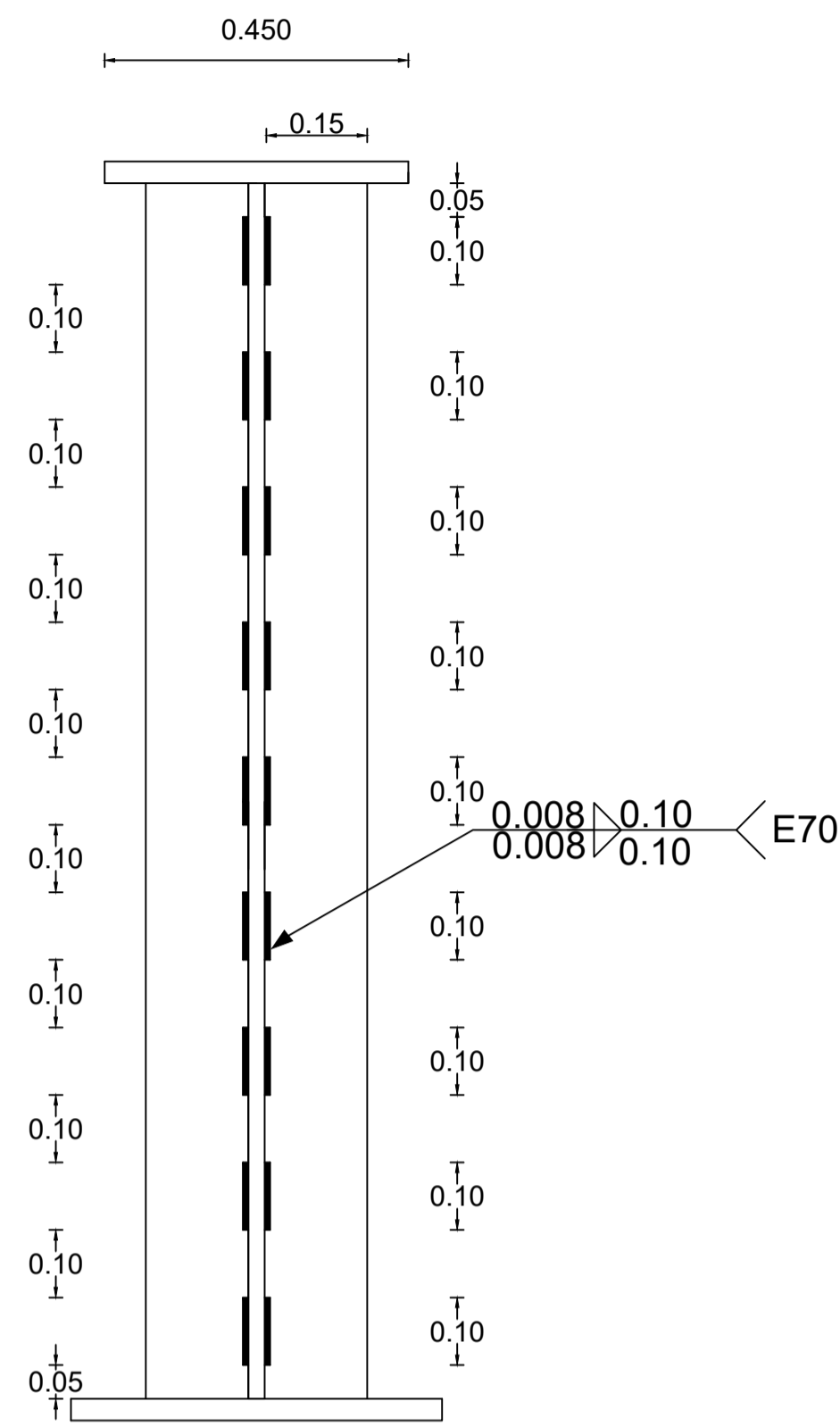
REVISIÓN: DISEÑO: EDWIN OSWALDO MENA RUEDA

FECHA: Enero, 2020

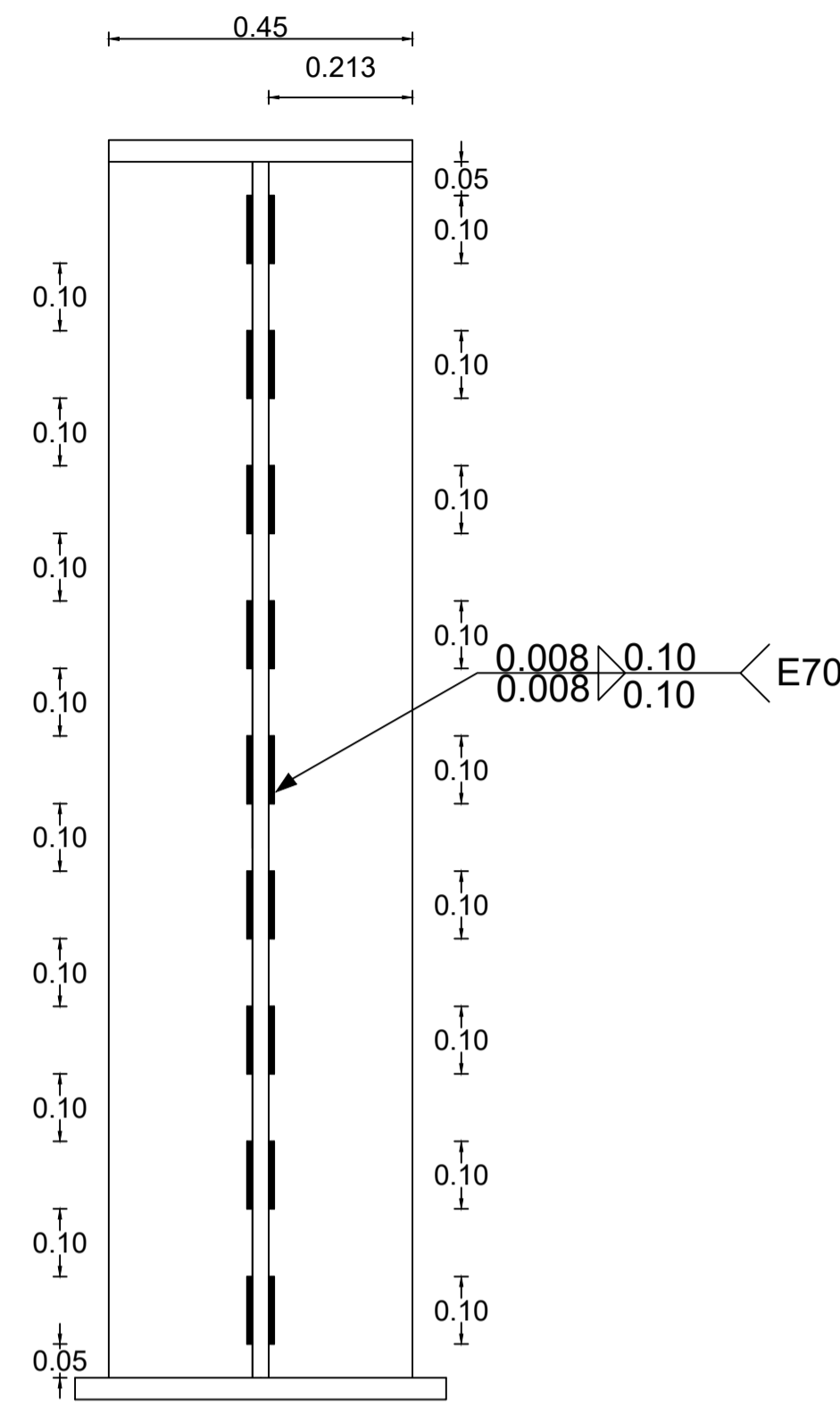
Ing. Civ. Juan Maldonado Noboa, M.I. Director de Tesis N° LAMINA: 5/7

CONTIENE: CONEXIONES, DETALLES DE CONEXIONES.

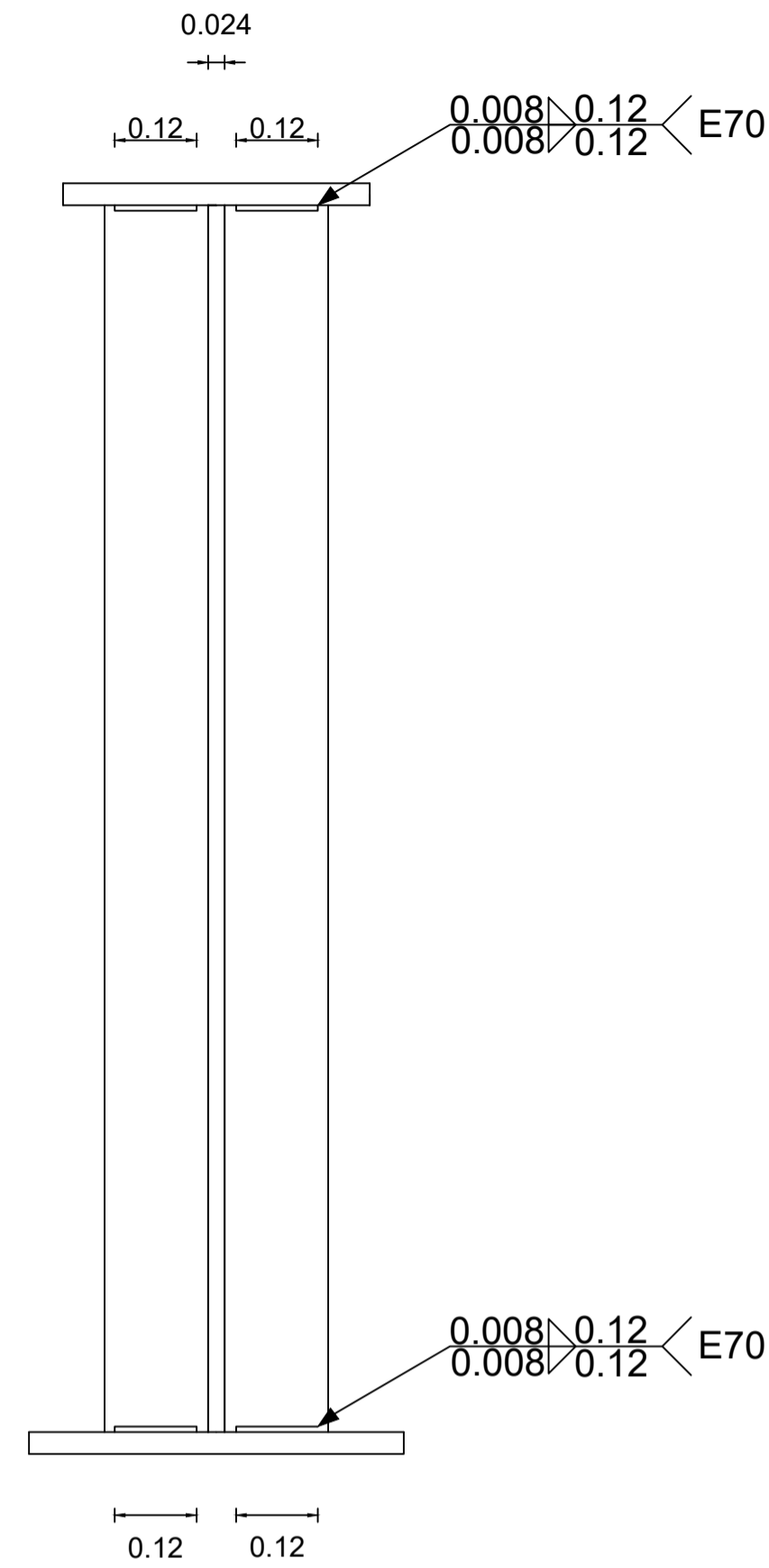
RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO



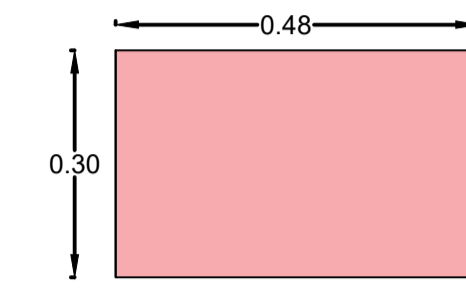
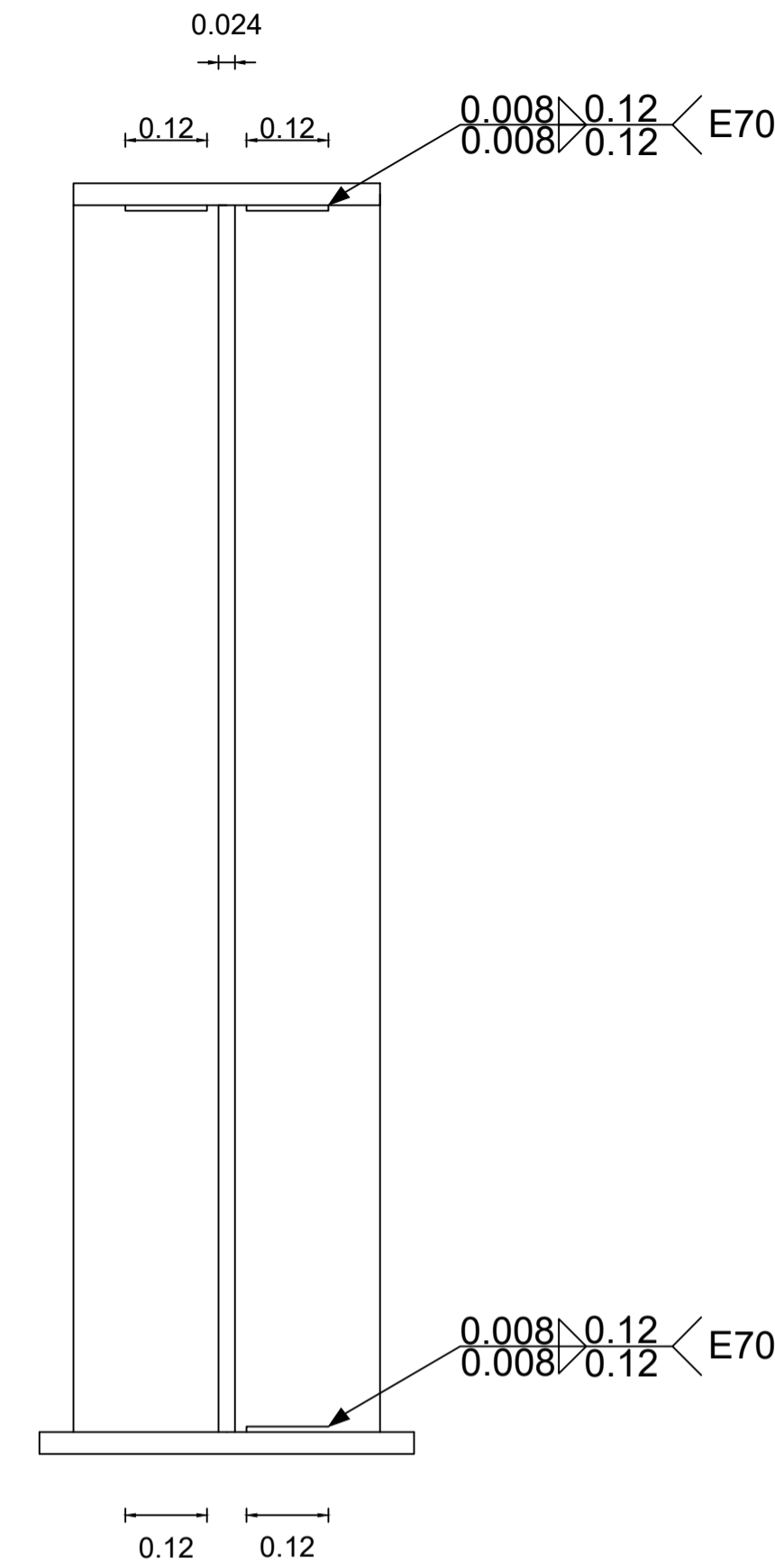
RIGIDIZADOR TRANSVERSAL DE APOYO



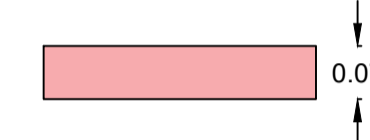
RIGIDIZADOR TRANSVERSAL INTERMEDIO



RIGIDIZADOR TRANSVERSAL DE APOYO



Dispositivo elastómero de expansión 70 mm Dureza SHORE 60



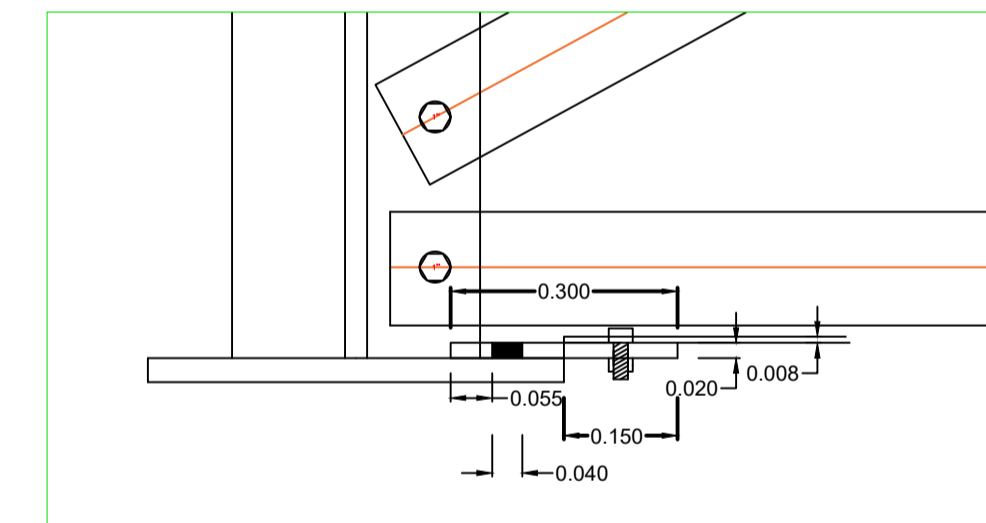
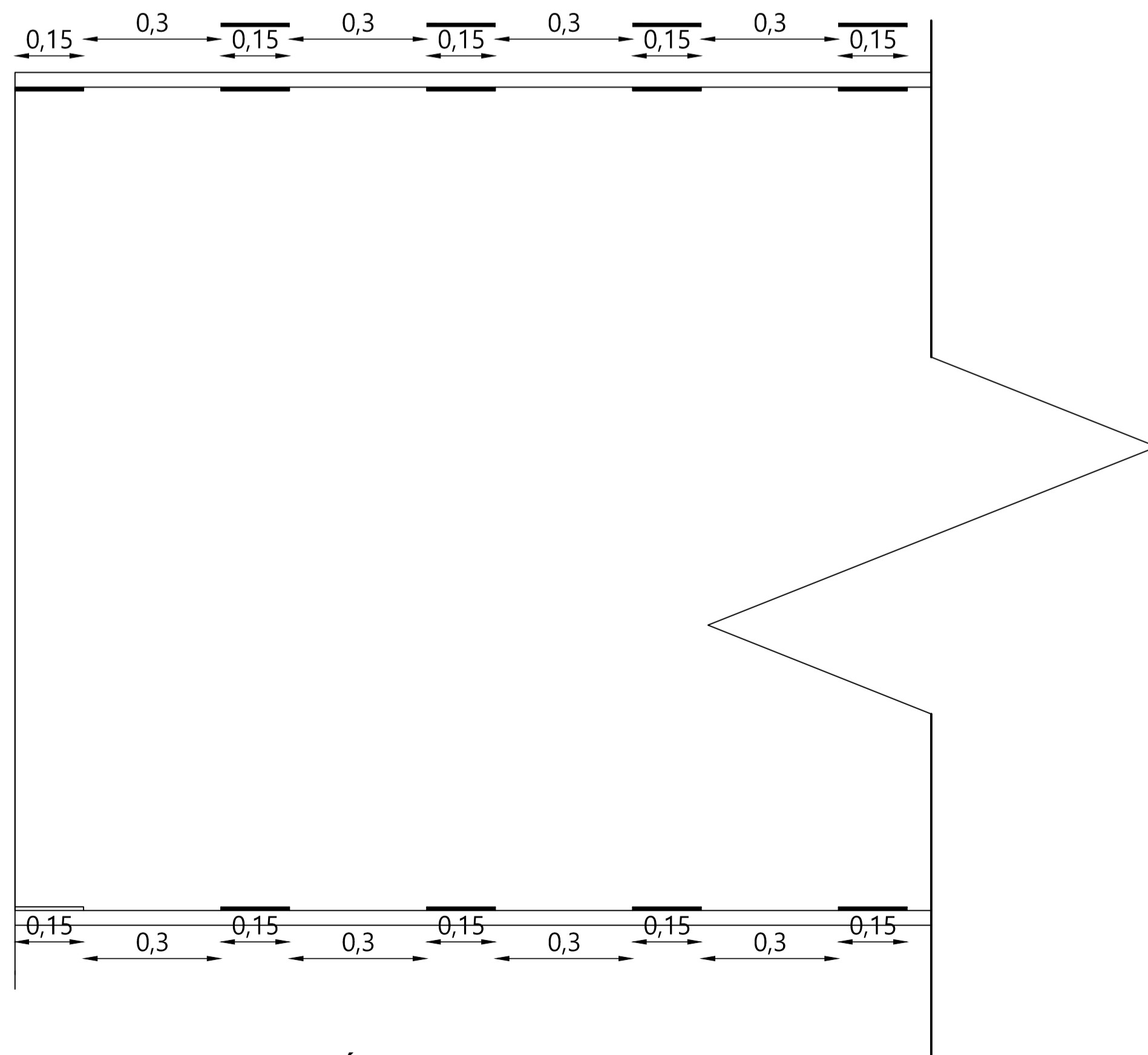
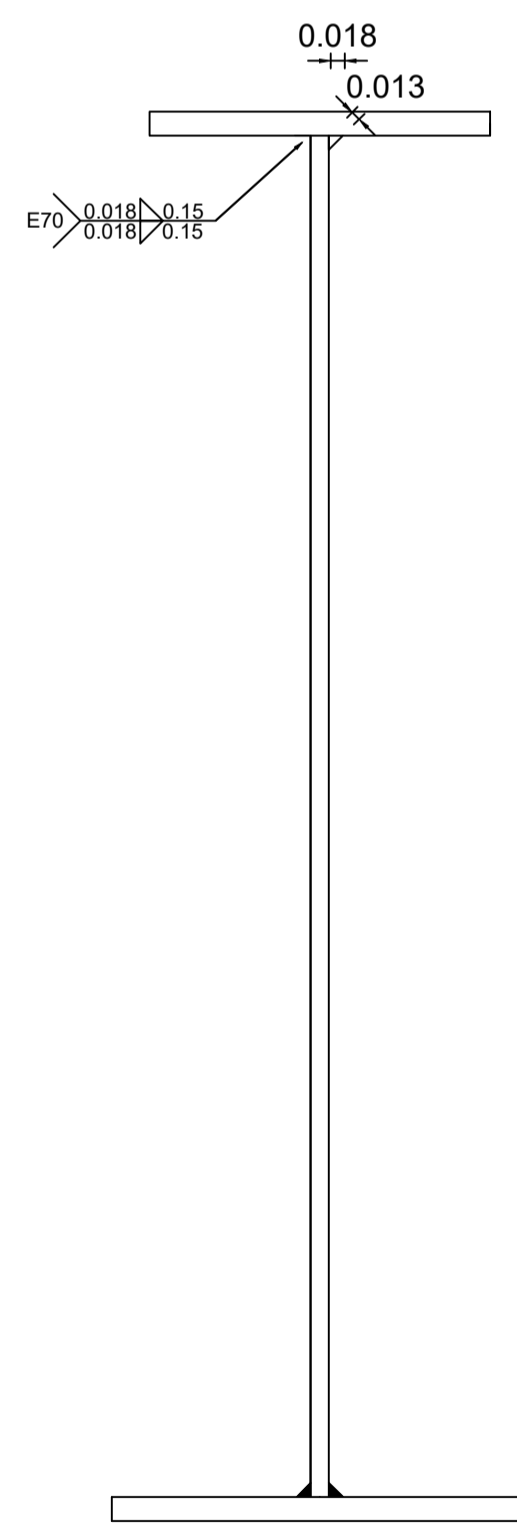
DETALLE DEL NEOPRENO
ESCALA: 1-----10

SUELDA DE FILETE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL- ALMA

ESCALA: 1-----10

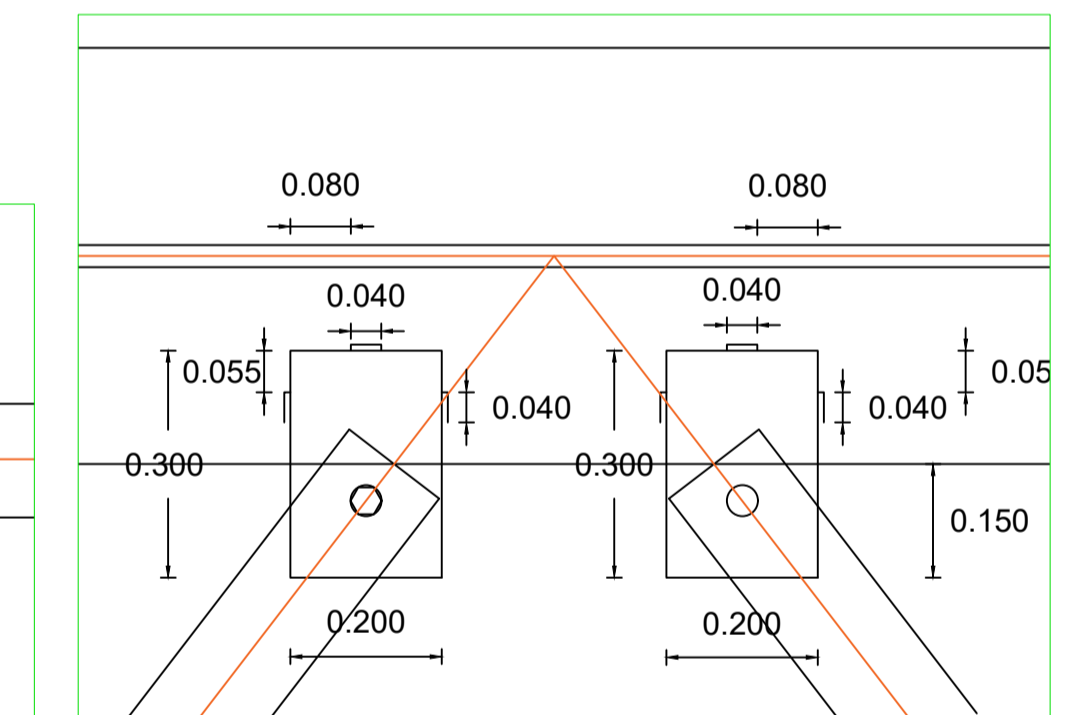
SUELDA DE FILETE RIGIDIZADOR TRANSVERSAL- ALMA

ESCALA: 1-----10



SUELDA DE FILETE: PLACA - PATÍN INFERIOR

ESCALA: 1-----10



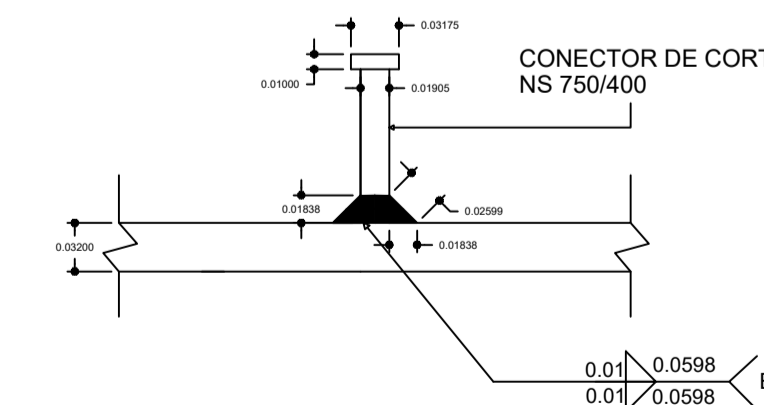
1.86
1.80

SUELDA DE FILETE PATÍN-ALMA

ESCALA: 1-----10

SUELDA DE FILETE PATÍN-ALMA VISTA LONGITUDINAL

ESCALA: 1-----10



SUELDA DE FILETE PATÍN-ALMA VISTA LONGITUDINAL

ESCALA: 1-----5

ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUENTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI. LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGISTRAR POR DICHO CÓDIGO:

1. ACERO ESTRUCTURAL A - 588 (VIGAS METÁLICAS).
2. ACERO ESTRUCTURAL A - 36 (RIGIDIZADOR (INTERMEDIO), ARRIOSTRAMIENTO HORIZONTAL (DIAFRAGMAS)).
3. CONECTORES DE CORTE (NS 750/400).
4. PERNOS (A 490 (CABEZA HEXAGONAL)).
5. TIPO DE SOLDADURA: FILETE.
6. ELECTRODO E70xx EN TODOS LOS CASOS (AASHTO AWS D1.5M/D1.5).



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUEBLO MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CAÑEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

REVISIÓN:

DISEÑO: EDWIN OSWALDO MENA RUEDA

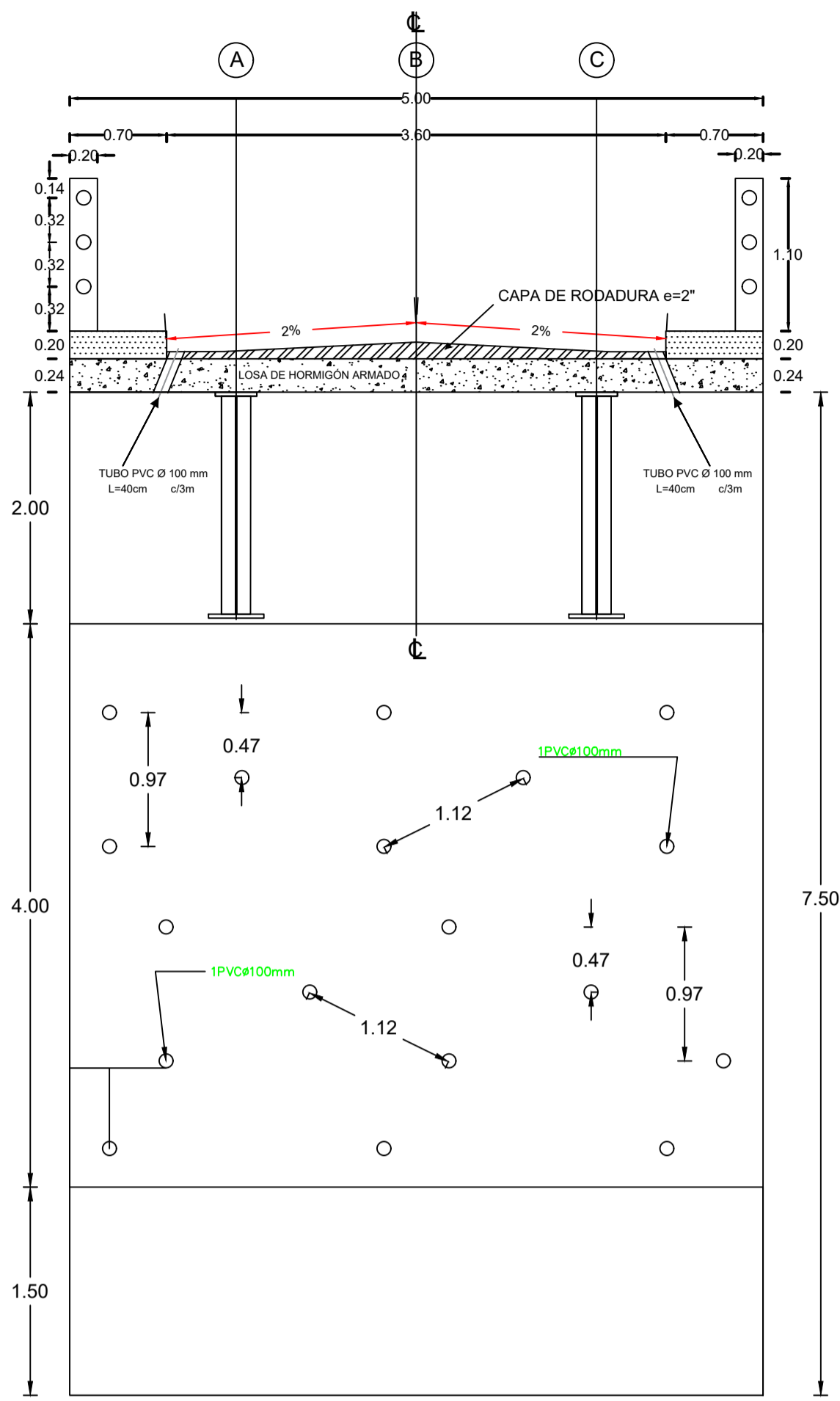
FECHA:

Enero, 2020

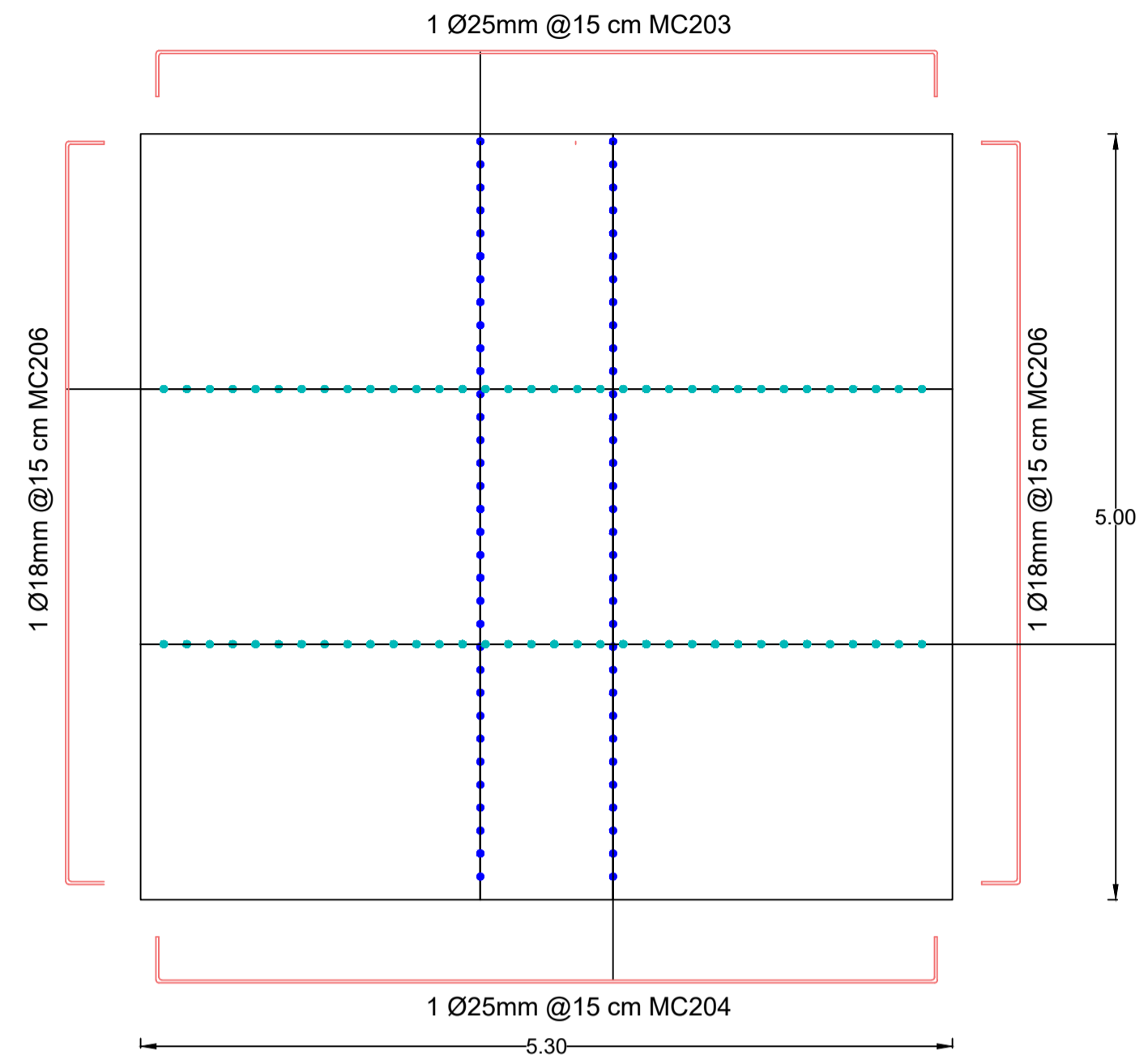
Ing. Civ. Juan Maldonado Noboa, M.I.
Director de Tesis

Nº LAMINA: 6/7

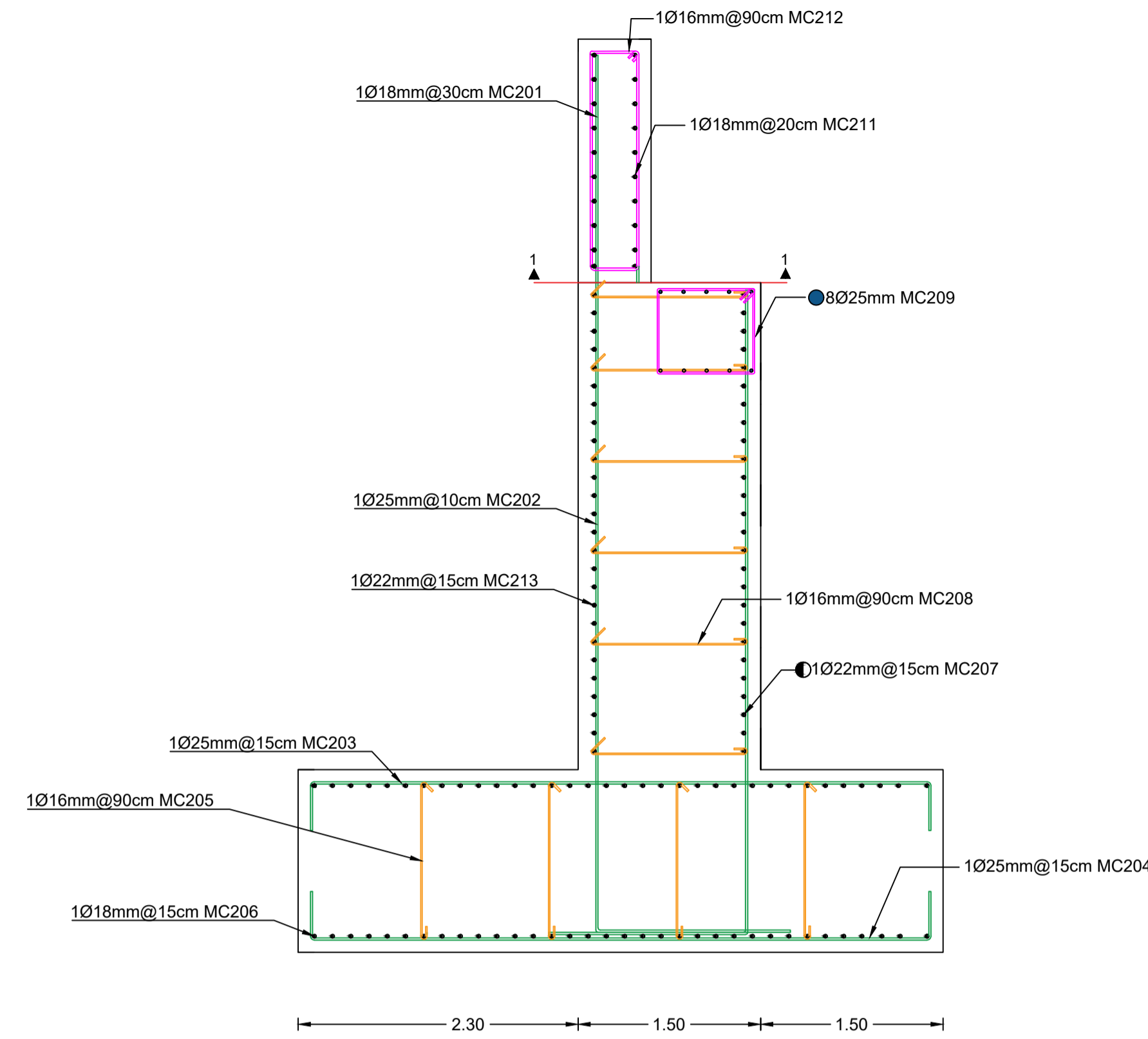
CONTIENE: SOLDADURA, DETALLE DE SOLDADURA, NEOPRENO.



ESTRIBOS VISTA FRONTAL
ESCALA: 1-----40



ARMADO DE ZAPATA- VISTA EN PLANTA
ESCALA: 1-----40

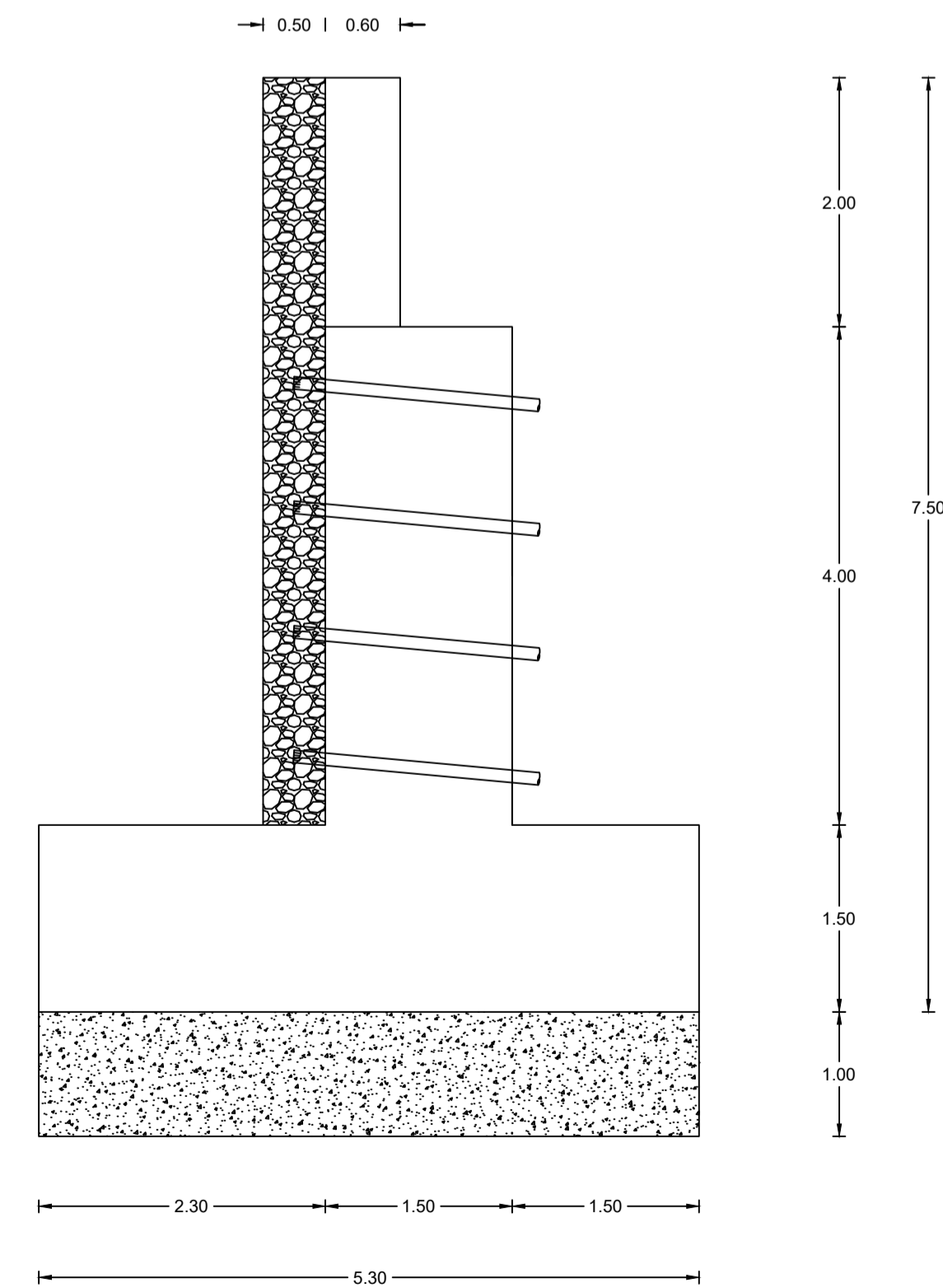


ARMADO DEL ESTRIBO
ESCALA: 1-----30

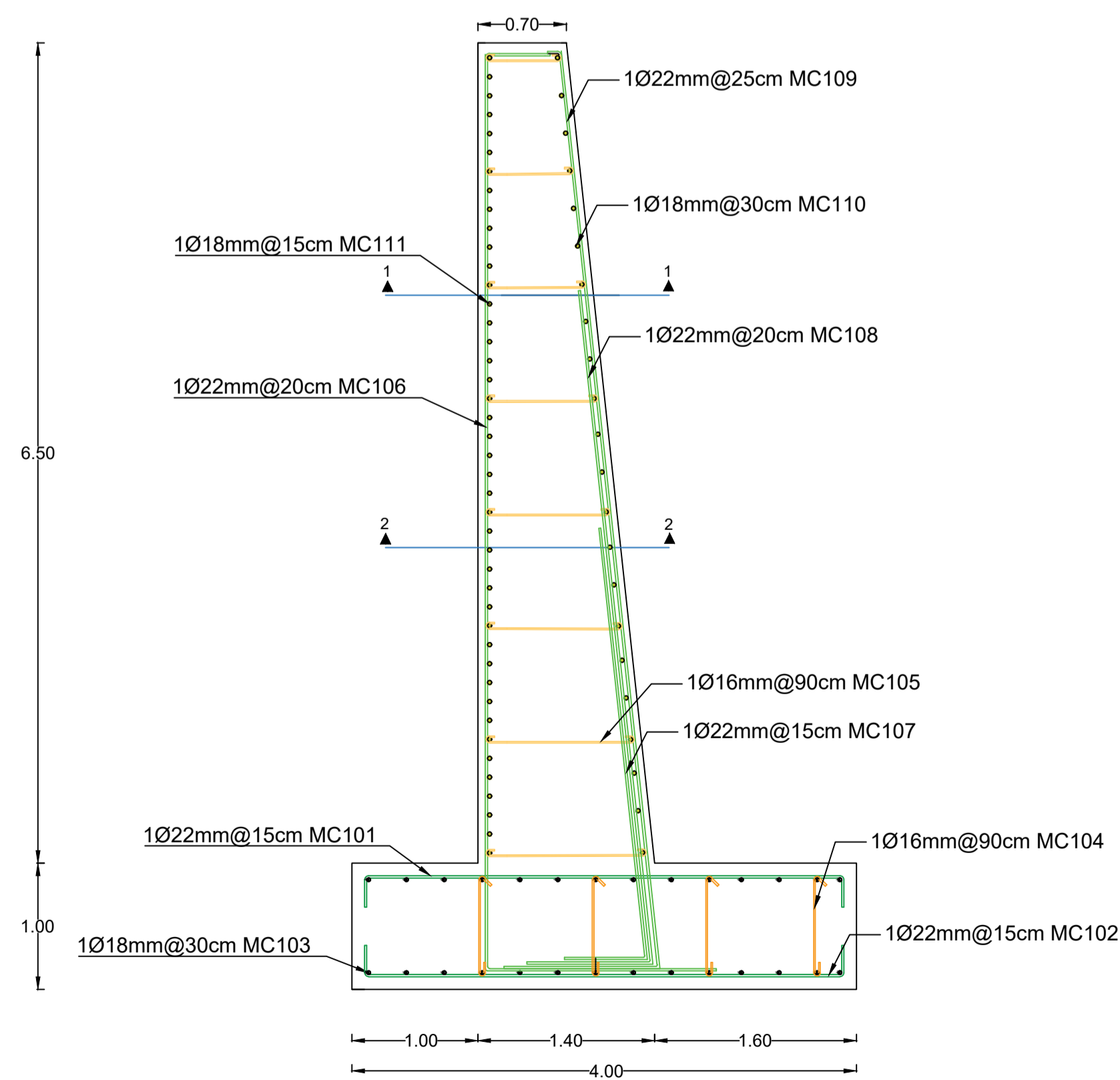
PLANILLA DE HIERROS												
MC	TIPO	#	φ (mm)	a (m)	b (m)	c (m)	gs (m)	LONGITUD (m)	LONG. TOTAL (m)	PESO (Kg/m)	PESO TOTAL (Kg)	
ESTRIBOS												
201	C	7	18	1,9	0,4	****	****	2,70	18,90	1,998	37,762	
202	L	51	25	5,5	1,5	****	****	7,00	357,00	3,853	1375,521	
203	C	35	25	5,1	0,5	****	****	6,10	213,50	3,853	822,616	
204	C	35	25	5,1	0,5	****	****	6,10	213,50	3,853	822,616	
205	I	28	16	1,3	****	****	0,075	1,45	40,60	1,578	64,067	
206	I	68	18	4,8	****	****	0,075	4,95	336,60	1,998	672,527	
207	I	26	22	4,8	****	****	0,075	4,95	128,70	2,984	384,041	
208	I	42	16	1,3	****	****	0,075	1,45	60,90	1,578	96,100	
209	I	16	25	4,8	****	****	0,100	5,00	80,00	3,853	308,240	
210	O	58	14	0,8	0,7	****	****	3,20	185,60	1,210	224,576	
211	I	20	18	4,8	****	****	0,075	4,95	99,00	1,998	197,802	
212	O	7	16	1,8	0,4	****	****	0,090	4,58	32,06	50,591	
213	I	26	22	4,8	****	****	0,075	4,95	128,70	2,984	384,041	
SUBTOTAL											5440,498	
TOTAL											10880,997	
MURO TIPO ALA												
101	C	35	22	3,8	0,4	****	****	4,6	161	2,984	480,424	
102	C	35	22	3,8	0,4	****	****	4,6	161	2,984	480,424	
103	I	28	18	3,8	****	****	0,075	3,95	110,6	1,998	220,979	
104	I	30	16	1,3	****	****	0,075	1,45	43,5	1,578	68,643	
105	I	48	16	1,2	****	****	0,075	1,35	64,8	1,578	102,254	
106	L	21	22	7,24	1,8	****	****	9,04	189,84	2,984	566,483	
107	L	29	22	3,41	0,65	****	****	4,06	117,74	2,984	351,336	
108	L	21	22	5,37	1	****	****	6,37	133,77	2,984	399,170	
109	L	18	22	7,31	1,2	****	****	8,51	153,18	2,984	457,089	
110	I	22	18	3,8	****	****	0,075	3,95	86,9	1,998	173,626	
111	I	43	18	3,8	****	****	0,075	3,95	169,85	1,998	339,360	
SUBTOTAL											3639,79	
TOTAL											14559,15	

RESUMEN DE HIERROS				
ESTRIBOS				
D mm	LONGITUD m	PESO Kg	# VAR (12m)	
14	371,20	449,15	31	
16	267,12	421,52	23	
18	909,00	1816,18	76	
22	514,80	1536,16	43	
25	1728	6657,984	144	
TOTAL		10881,00		

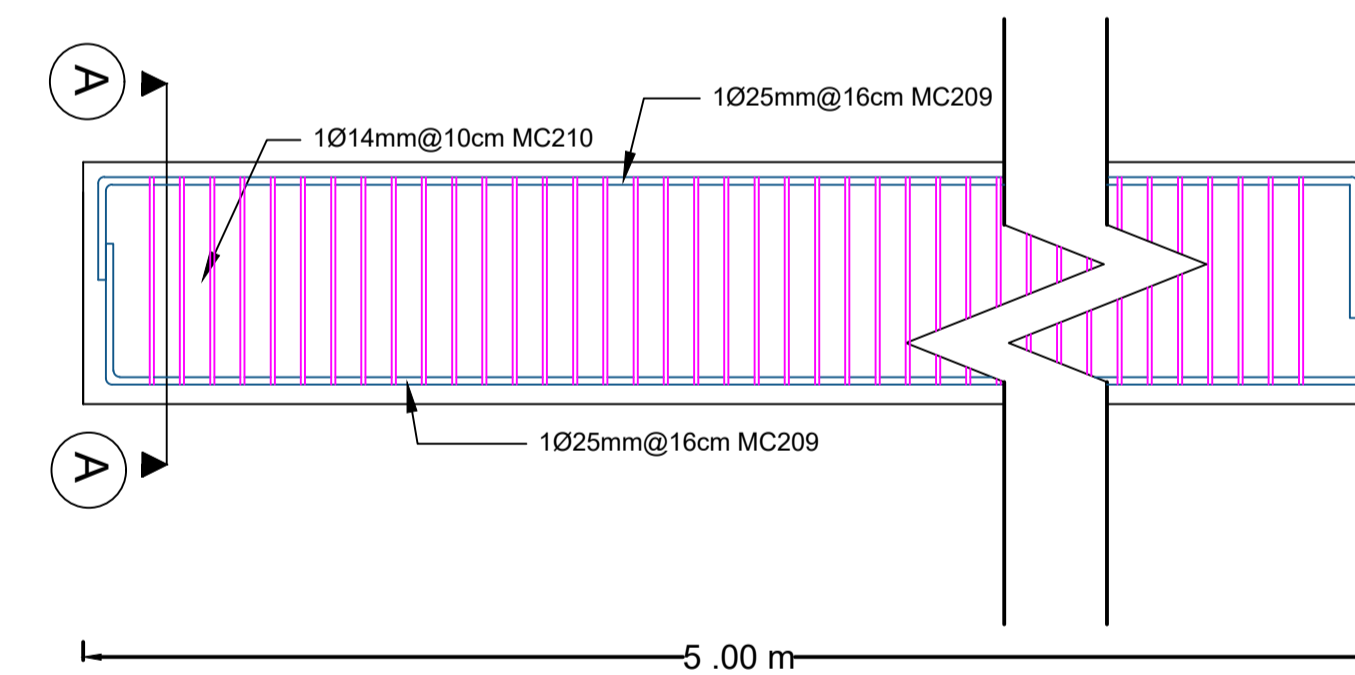
RESUMEN DE HIERROS				
ESTRIBOS				
D mm	LONGITUD m	PESO Kg	# VAR (12m)	
16	433,20	683,59	37	
18	1469,40	2935,86	123	
22	3666,12	10939,70	306	
TOTAL		14559,15		



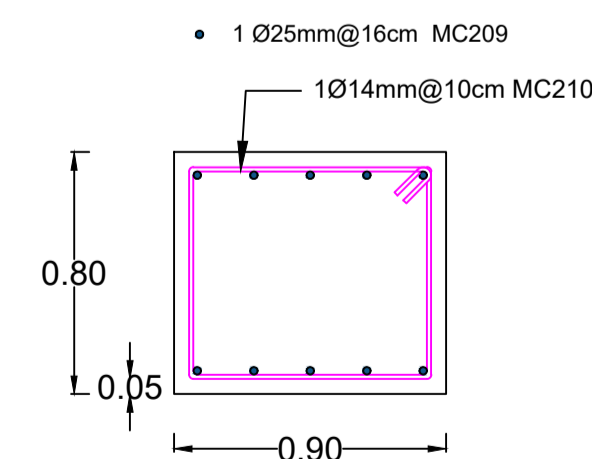
GEOMETRIA DE ESTRIBO - VISTA LATERAL
ESCALA: 1-----50



ARMADO DEL MURO DE ALA
ESCALA: 1-----30

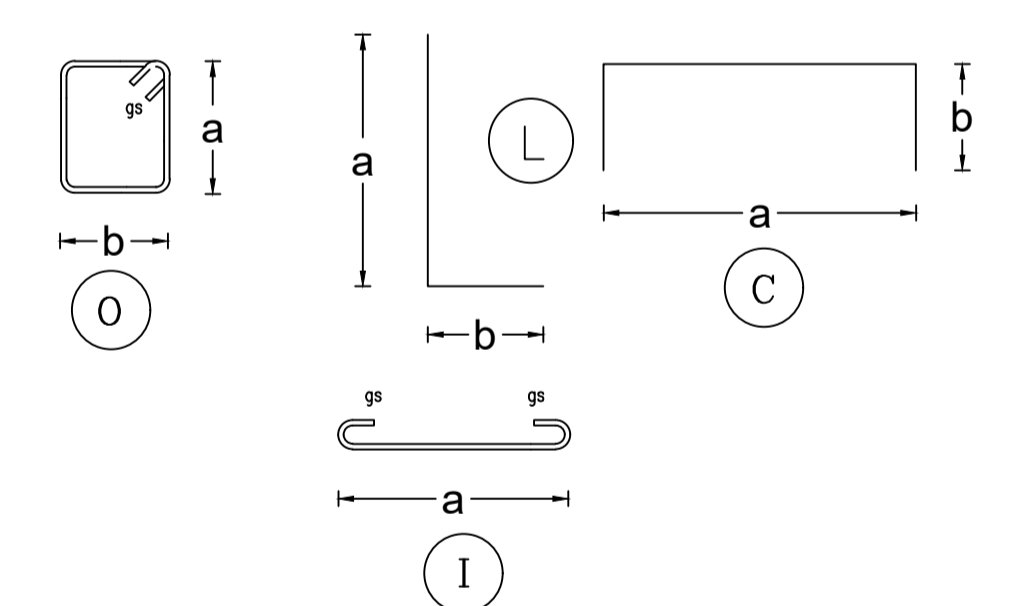


ARMADO DE VIGA DE ASIENTO
ESCALA: 1-----25



ESTRIBOS VISTA FRONTAL CORTE A-A
ESCALA: 1-----25

TIPOS DE HIERRO



ESPECIFICACIONES TÉCNICAS

- EL DISEÑO DE HORMIGÓN ARMADO CON LAS ESPECIFICACIONES DEL CÓDIGO AASHTO PARA PUNTES, LA NORMA ECUATORIANA DE LA CONSTRUCCIÓN Y EL CÓDIGO ACI.
LOS DETALLES QUE AQUÍ CONSTAN DEBERÁN REGISTRO POR DICHO CÓDIGO:
- EL HORMIGÓN DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO ULTIMO A LA COMPRESIÓN A LOS 28 DÍAS $f_{cu} = 280 \text{ Kg/cm}^2$
 - EL ACERO DEBERÁ TENER UN ESFUERZO UNITARIO A LA FLUENCIA $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$
 - Los ENCUBRIMIENTOS MÍNIMOS SERÁN LOS INDICADOS EN CADA SECCIÓN
 - EL ESFUERZO DE SUELO ASUMIDO EN EL NIVEL DE CIMENTACIÓN PARA EL CÁLCULO ES DE $3,77 \text{ Kg/m}^2$
 - EL CAMIÓN DE DISEÑO UTILIZADO PARA LA CARGA VIVA ES EL HL-93
 - CUALQUIER CAMBIO O MODIFICACIÓN SERÁ CONSULTADO CON EL CALCULISTA



UNIVERSIDAD CATÓLICA DE CUENCA

CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CAÑEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE.

REVISIÓN:	DISEÑO: EDWIN OSWALDO MENA RUEDA
Ing. Civ. Juan Maldonado Nobao, M.I. Director de Tesis	FECHA: Enero, 2020.
	Nº LAMINA: 7/7

CONTIENE: INFRAESTRUCTURA, ARMADO DE ESTRIBOS Y RESUMEN DE MATERIALES

Yo, **EDWIN OSWALDO MENA RUEDA** portador de la cédula de ciudadanía N° **1900725365**. En calidad de autor y titular de los derechos patrimoniales del trabajo de titulación **“CÁLCULO Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UN PUENTE MIXTO CARROZABLE, SOBRE EL RÍO CHICAÑA UBICADO EN EL BARRIO SAN VICENTE DE CANEY, PARROQUIA CHICAÑA, CANTÓN YANTZAZA, PROVINCIA DE ZAMORA CHINCHIPE”** de conformidad a lo establecido en el artículo 114 Código Orgánico de la Economía Social de los Conocimientos, Creatividad e Innovación, reconozco a favor de la Universidad Católica de Cuenca una licencia gratuita, intransferible y no exclusiva para el uso no comercial de la obra, con fines estrictamente académicos, Así mismo; autorizo a la Universidad para que realice la publicación de éste trabajo de titulación en el Repositorio Institucional de conformidad a lo dispuesto en el artículo 144 de la Ley Orgánica de Educación Superior.

Cuenca, 21 de mayo de 2021



F:

Edwin Oswaldo Mena Rueda
C.I. 1900725365